DER

# BAUINGENIEUR

## ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes und des Deutschen Beton-Vereins
Organ der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen
mit Beiblatt: DIE BAUNORMUNG, Mitteilungen des N D I


Herausgegeben

von

Dr.-Ing. e. h. M. Foerster
Geh. Hofrat, ord. Professor an d. Techn. Hochschule Dresden

Dr.-Ing. W. Gehler
ord. Professor an der Techn. Hochschule Dresden

Dr.-Ing. E. Probst
ord. Professor an der Techn. Hochschule Karlsruhe

Dr.-Ing. H. Fischmann
Direktor des Deutschen Eisenbau-Verbandes, Berlin

Dr.-Ing. W. Petry
Reg.-Baumeister, Direktor d. Deutschen Beton-Vereins, Obercassel (Siegkreis)



Vierter Jahrgang 1923





BERLIN
VERLAG VON JULIUS SPRINGER
1923.

# INHALT.

* bedeutet Abbildungen im Text.

## VERFASSERVERZEICHNIS.

## SACHVERZEICHNIS.

# VERZEICHNIS DER KURZEN MITTEILUNGEN USW.

## Kurze technische Berichte usw.

## Wirtschaftliche Mitteilungen.

## Bücherbesprechungen.

## Zuschriften, Berichtigungen.

Jahrgang 1922.



Jahrgang 1923.



## Personalnachrichten.

Ernennungen zu

## Zur Literaturschau.

Um die Beschaffung gewünschter Einzelnummern der in der Literaturschau behandelten Zeitschriften sowie einen Verkehr mit den in Frage kommenden Schriftleitungen zu erleichtern, wird folgende Anschriftenübersicht gegeben:

Annales des Ponts et Chaussées. A. Dumas, Editeur-Gérant, Rue de la Chaussée-D'Antin, Paris.

Baumaterialienmarkt. Leipzig, Uferstr. 21.

Bautechnik. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90.

Beton und Eisen. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90.

De Ingenieur. s'Gravenshage, Paviljoensgracht 17 u. 19.

Der Brückenbau. Fachpresse-Verlag Dr. J. F. Meißner, Heidelberg, Postfach 3.

Der Industriebau. Carl Scholze-Verlag, Leipzig, Königstr. 3.

Der Städtische Tiefbau. Fachpresse Verlag. Dr. J. F. Meißner, Heidelberg, Postfach 3.

Deutsche Bauzeitung. Berlin SW, Königgrätzer Str. 105.

Die Räder. Räder-Verlag G. m. b. H., Berlin W 57, Potsdamer Str. 83c.

Die Wasserkraft. Richard Pflaum-Verlag, München II, Herrnstr. 10, I.

Der Elektrische Betrieb. Verlag von R. Oldenbourg, München, Glückstr. 8.

Engineering. William H. Maw and Alex. Richardson, 35 u. 36, Bedford Street, Strand London WC 2.

Engineering News Record, Mc. Graw Hill, Comp. Inc. New York, E. J. Mehren, Editor.

Gas und Wasserfach. R. Oldenbourg, München, Glückstr. 8.

Génie Civil. M. Ch. Talansier, 6, Rue de la Chaussée-d'Antin, Paris 9.

Gesundheitsingenieur. R. Oldenbourg, München, Glückstr. 8.

Il Cemento. Turin, Corso Vinzaglio 62.

Ingegneria. Ulrico Hoepli, Editore, Mailand.

Ingeniøren. Dansk Ingeniørforenings, Kopenhagen, Amaliegade 38.

Le Ciment. Société Anonyme de Publikations industrielles, 20, Rue de Turgot, Paris.

Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst und das Berg- und Hüttenwesen. Wien I. Seilerstätte 24.

Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens. C. W. Kreidels Verlag, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.

Proceedings of the American Society of Civil Engineers. 33 West 39. Street, New York, City. U. S. A.

Railway-Age. Published weekly by Simmons-Boardman Pub. Co. Woolworth-Bldg. New-York, N. Y.

Revue Générale des Chemins de Fer. Dunod Editeur, 47 u. 48, Quai des Grands Augustins, Paris.

Schweizerische Bauzeitung. Verlag A. und C. Jegher, Zürich. Kommissionsverlag: Rascher & Co., Zürich und Leipzig.

Schweizerische Wasserwirtschaft, Kommissionsverlag Rascher & Co., Zürich u. Leipzig.

Stahl und Eisen. Verlag Stahleisen m. b. H. Düsseldorf, Postfach 664.

Taylor-Zeitschrift. Buchhandlung Lotties, Wien XIII/2, Benzingerstr. 30 und Leipzig, Talstr. 3.

Tiefbau. Berlin-Wilmersdorf, Babelsberger Straße 16.

Tonindustriezeitung. Berlin NW 21, Dreysestr. 4.

Verkehrstechnische Woche. Buchhandlung W. Möser, Leipzig, Dresdner Str. 11/13.

Werft und Reederei. Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.

Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, Verlag der Österreichischen Staatsdruckerei, Wien I, Seilerstätte 24.

Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure. Verlag Berlin NW 7, Sommerstr. 4a.

Zeitung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen. Verlag Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.

Zement. Zement-Verlag G. m. b. H., Charlottenburg 2.

Zentralblatt der Bauverwaltung. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90.

---

## DIE BAUNORMUNG.
## VERZEICHNIS DER MITTEILUNGEN DES NORMENAUSSCHUSSES DER DEUTSCHEN INDUSTRIE.



---

## VERZEICHNIS DER MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.



H. S. Hermann & Co., Berlin.

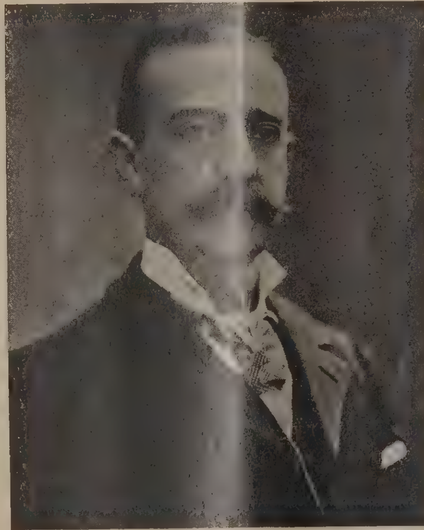
# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang 15. Januar 1923 Heft 1

## REINHOLD KROHN ZUM SIEBZIGSTEN GEBURTSTAGE.

Am 25. November 1922 konnte ein Altmeister des Eisen-Brückenbaues, Herr Geheimer Regierungsrat Professor Dr.-Ing. e. h. Reinhold Krohn, in voller geistiger und körperlicher Frische seinen siebzigsten Geburtstag feiern.

Geboren am 25. November 1852 in Hamburg, studierte er 1869—1873 in Karlsruhe, um nach Ableistung seines Dienstjahres bei verschiedenen Hamburger Behörden und Baubüros tätig zu sein, wo er vorzugsweise Brückenentwürfe anfertigte. Von 1876 an war er an der Technischen Hochschule in Aachen als Assistent bei Intze und Stahl tätig. Bald übernahm der junge Krohn aber eigene Vorträge über „Bewegliche Brücken", „Theorie und statisch unbestimmte Fachwerke" und „Graphische Statik" und wurde Ende 1881 Professor. Nebenher war Krohn damals als Zivilingenieur tätig und entwarf als solcher u.a. die eiserne Ring-und Dachkonstruktion für das Opernhaus in Frankfurt a. M., deren Ausführung und Aufstellung er persönlich überwachte Während eines Sommers war er auch in Gustavsburg — der damaligen Süddeutschen Brückenbauanstalt — tätig, wo er die Gerberschen Herstellungsmethoden kennen lernte.



Sein Bestreben, auch die amerikanische Bauweise, insbesondere die viel gepriesenen Bolzen-Gelenk-Brücken, aus eigener Anschauung kennen zu lernen, führte Krohn 1884 nach den Vereinigten Staaten, wo er zunächst im Büro von C. C. Schneider, dem bekannten Erbauer der zweiten Niagara-Brücke, tätig war und als Inspektor Gelegenheit hatte, auf größeren Reisen amerikanische Stahlwerke und Brückenbauanstalten kennen zu lernen. Später arbeitete Krohn dann noch einige Monate bei G. S. Morison, wo er die Pläne für eine Missouri-Brücke bei Omaha anfertigte. Vom April bis September 1886 war er als erster Ingenieur bei den bekannten Eisenwerken von Pencoyd angestellt.

Mit 34 Jahren nach Deutschland zurückgekehrt und ausgerüstet mit weitgehenden theoretischen und praktischen Erfahrungen auf dem Gebiete des Eisenbaues, wurde er im September 1886 von der Gutehoffnungshütte, einer der größten Brückenbauanstalten Deutschlands, berufen, zunächst als Oberingenieur und später als Direktor nahezu 18 Jahre die Brückenbauanstalt in Sterkrade zu leiten. Hier fand Krohn ein Feld fruchtbarer Tätigkeit, das ihn dank seiner Umsicht, Gewandtheit und Energie zu glänzenden Erfolgen führte. Die Leistungsfähigkeit der Brückenbauwerkstätte in Sterkrade hob sich unter Krohns Leitung von Jahr zu Jahr. Noch heute gedenken die älteren Werksleute in Sterkrade stolz ihres früheren obersten Leiters und seiner vorbildlichen Tätigkeit. Er war Lehrer, Direktor und Geschäftsmann zugleich. Unter der Riesenzahl der unter seiner Leitung durch die Gutehoffnungshütte ausgeführten Eisenbauten jeglicher Art treten in der ersten Zeit seiner Tätigkeit der Bau der Norder Elbe-Brücke[1]) 1890—1893 und der Hochbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal bei Levensau[2]) 1892—1893, hervor. Die Höhe seines bahnbrechenden Könnens brachte ihm 1894 beim Wettbewerb um die Erbauung einer Straßenbrücke über den Rhein bei Bonn mit seinem kühnen, 1896—1898 auch zur Ausführung gekommenen Bogenentwurf[3]) den ersten Preis. Fast gleichzeitig wurde der Gutehoffnungshütte nach demselben Bogensystem die Straßenbrücke über den Rhein in Düsseldorf[4]) übertragen.

Es ist Krohns unzweifelhaftes Verdienst, mit diesen kühnen Meisterwerken dem Bau großer Bogenbrücken in Deutschland die Wege neu geebnet zu haben. Eine weitere bemerkenswerte Leistung Krohns und der Gutehoffnungshütte bedeutete die Ausführung des großen Bogens der Kornhaus-Brücke über die Aare in Bern 1897 und 1898. Unter den vielen für die Betriebe der Gutehoffnungshütte und anderer Hüttenwerke im Ruhrgebiet ausgeführten Hochbauten, Fördergerüsten, Walzwerken und Stahlwerksanlagen und Hochbauten jeglicher Art verdient die von Krohn 1901 erbaute überdeckte riesige Hellinganlage der Germaniawerft in Kiel einen besonderen Hinweis.

Neben seiner praktischen Tätigkeit ließ sich Krohn auch die Pflege der Theorie besonders angelegen sein. In einem 1880 erschienenen Aufsatz „Beitrag zur Theorie der elastischen Bogenträger"[5]) führte Krohn erstmalig das heute noch im Gebrauch befindliche Verfahren der Trennung der überzähligen Größen durch entsprechende Wahl der Koordinaten durch. Nachdem Maxwell und Mohr schon Jahrzehnte vorher unabhängig voneinander den Satz von der Gegenseitigkeit von Verschiebungen gefunden hatten, führte erst eine von Krohn darüber geschriebene Abhandlung[6]) zur praktischen Verwendung dieses Satzes bei der Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke. Mit seiner Arbeit „Beitrag zur Untersuchung der Knickfestigkeit gegliederter Stäbe"[7]) gab Krohn erstmalig ein auf empirische Grundlagen und einige Versuchsreihen gestütztes Verfahren zur Berechnung gegliederter Druckstäbe. Zahlreiche weitere, aus seiner Feder stammende Aufsätze sind beredtes Zeugnis seiner reichen wissenschaftlichen Begabung und umfassenden Beherrschung der Theorie.

Neben Mehrtens und Kintzlé gebührt Krohn auch das Verdienst der Einführung des Flußeisens im deutschen Eisenbau. Während seiner Tätigkeit bei der Gutehoffnungshütte wurde dort 1890 und 1891 eine große Anzahl von Versuchen mit Flußeisenstäben durchgeführt, über deren Ergebnis Krohn auf der Hauptversammlung des Vereins Deutscher

1 Stützweite $3 \times 99{,}2$ m.

2) 163,4 m Stützweite.

3) Stützweite des Hauptbogens 187,2 m.

4) Stützweite der beiden Hauptbogen 181,3 m.

5) „Zeitschrift für Baukunde" 1880.

6) Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen und die Anwendung derselben zur Berechnung statisch unbestimmter Träger. „Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins" Hannover 1884.

7) „Zentralblatt der Bauverwaltung" 1908.

Ingenieure 1891 in Duisburg[9]) berichtete und dadurch im wesentlichen Maße zur Einführung des Flußeisens beigetragen hat.

Aber auch auf anderen Gebieten hat sich Krohn große Verdienste erworben. Der Deutsche Eisenbau-Verband zählt Krohn zu seinen Gründern, die Deutsche Normalprofilbuchkommission zu einem ihrer eifrigsten Mitarbeiter. Auch an dem Zustandekommen der „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken" gebühren Krohn wesentliche Verdienste, und trotz seines hohen Alters arbeitet er heute als Leiter des Arbeitsausschusses für diese „Normalbedingungen" mit außerordentlicher Energie und Gewandtheit an ihrer Vervollkommnung.

Im Sommer 1904 wurde Krohn als Professor für Statik und Brückenbau an die damals neu eröffnete Technische Hochschule in Danzig berufen, an welcher Stelle er heute noch als ausgezeichnete und vorbildliche Lehrkraft wirkt. An Ehrungen und Auszeichnungen wurde er während dieser Zeit reichlich bedacht. Neben der Verleihung einer Reihe hoher Orden, unter anderem des Kronenordens II. Kl., erhielt er gleich nach seinem Antritt die Ernennung zum Geheimen Regierungsrat. Durch allerhöchstes Vertrauen wurde er später als Vertreter der Danziger Hochschule ins preußische Herrenhaus berufen. Die Technische Hochschule in Aachen ernannte ihn zum Dr. Ing. e. h. Er war Danzigs zweiter Rektor. Als theoretischer Praktiker oder als praktischer Theoretiker übt Geheimrat Dr. Krohn heute noch in voller Rüstigkeit seine Lehrtätigkeit auf einem der wichtigsten Lehrgebiete der Danziger Hochschule aus. Seine Schüler rühmen seinen glänzenden und klaren Vortrag. Bei der politischen Lage des Freistaates Danzig ist der Posten heute schwieriger denn je. Möge es Krohn und allen seinen Kollegen möglich sein, diese Hochschule als eine Hochburg des Deutschtums im Osten zu erhalten, des Dankes aller wohlgesinnten Deutschen werden sie stets versichert sein. Geheimrat Dr. Krohn wünschen wir aber persönlich noch viele Jahre segensreichen Wirkens in alter Frische, wie wir auch seiner Familie unsere wärmsten Glückwünsche zum erlebten Jubeltage darbringen.

Sterkrade, den 12. Dezember 1922.

Dr. Bohny.

---

## DEM ERSTEN GESCHÄFTSFÜHRER DES DEUTSCHEN EISENBAU-VERBANDES ZUM 70. GEBURTSTAG.

Am 11. Januar d. J. beging Direktor a. D. Franz Meidel im Kreise einiger Freunde auf seinem schönen Ruhesitz in Enzisweiler am Bodensee in aller Stille die Feier seines 70. Geburtstages.

Nach langjähriger vielseitiger Tätigkeit in verwandten Industrien sah er sich in vorgeschrittenem Alter im Jahre 1905 vor die Aufgabe gestellt, den eben, auf verhältnismäßig schmaler Grundlage ins Leben gerufenen Deutschen Eisenbau-Verband, den damaligen Verein deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken (Vaudebef), durch die Fährnisse mancherlei Schwierigkeiten und Hemmungen zu führen, lebenskräftig zu halten und weiter auszubauen. In harmonischer und reibungsloser Zusammenarbeit mit dem damaligen Vorsitzenden, Baurat Seifert, die sich später zu einer bis zum Lebensende Seiferts während ungetrübten Freundschaft auswuchs, ist ihm die Erreichung dieses Zieles in vollem Maße gelungen. Vorstand und Ausschuß des V. D. E. gedenken heute in dankbarer Anerkennung dieses geschickten, in bescheidener Stille sich abspielenden Wirkens Meidels, dessen Früchte in der heutigen festen Geschlossenheit des Verbandes sich widerspiegeln.

In die ersten Verbandsjahre fiel auch die Aufnahme wissenschaftlicher Versuche und die Gründung des Ausschusses für Versuche im Eisenbau. Sie brachten Meidel eine Fülle organisatorischer Arbeiten und mit der Einrichtung der großen Prüfanlage des Verbandes im Materialprüfungsamt in Lichterfelde zugleich die Aufgabe der geschäftlichen Abwicklung dieses Unternehmens. Mit umsichtiger Tatkraft hat sich Meidel auch bei der Förderung dieser Arbeiten bleibende Verdienste erworben, und in lebhafter Dankbarkeit gedenken auch die Mitglieder des Versuchsausschusses seiner stets arbeitsfreudigen Hingabe.

Nachdem Meidel noch einen wesentlichen Teil der Kriegsnöte mit überwinden half, zog er sich am 1. Januar 1918 in den wohlverdienten Ruhestand zurück. Sein vornehmer, äußerlich von verbindlichem und liebenswürdigem Wesen getragener Charakter warb ihm in den Kreisen der Eisenbauindustrie und bei allen, mit denen ihn seine Berufstätigkeit zusammenführte, eine große Zahl guter Freunde, und bei den Veranstaltungen des D. E. V. ist Franz Meidel stets einer der besonders gern gesehenen Gäste. Auch heute noch widmet er als Siebzigjähriger dem D. E. V. seine infolge langjähriger Erfahrungen besonders wertvolle Mitarbeit in Einzelheiten, zu der ihn eine seltene geistige und körperliche Frische befähigen.

Möge ihm diese Frische noch lange Jahre erhalten bleiben und ein schöner, ruhiger Lebensabend in der Stille seines von Naturschönheiten umgebenen Ruhesitzes beschieden sein.

R.

---

## ZUR BERECHNUNG GEGLIEDERTER DRUCKSTÄBE.

*Von Geh. Reg.-Rat Professor Dr.-Ing. e. h. H. Müller-Breslau in Berlin.*

In zwei Arbeiten, im Eisenbau 1911, Nr. 9, 11, 12 und in meinen „Neueren Methoden" 1913[1]), habe ich eine Theorie auf Druck beanspruchter Gitterstäbe aufgestellt, deren Ergebnisse sich in wichtigen Punkten von denen älterer Theorien unterscheiden. Die folgenden Zeilen enthalten eine erhebliche Vereinfachung meiner früheren Entwicklungen und zeigen dies an dem in Abb. 1 dargestellten Gitterstab mit Querriegeln und Streben wechselnder Richtung. Dieses Beispiel ist besonders lehrreich und geeignet, zu beweisen, daß in den Gurtungen von Gitterstäben selbst dann erhebliche Biegungsspannungen entstehen können, wenn der Druck mit der Stabachse zusammenfällt. Die Aufstellung der Knickbedingung allein genügt nicht. Es kommt auf eine möglichst einfache Berechnung der Spannungen an.

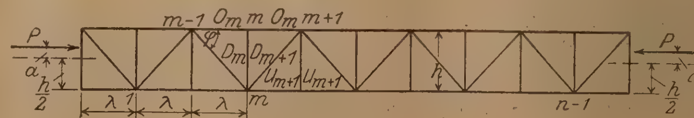



Abb. 1.

[9]) „Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure" 1891.

[1]) Hinweise auf die „Neueren Methoden", in der die weitergehende der beiden Arbeiten steht, bezeichne ich kurz mit (N. M.), Hinweise auf die erste Arbeit mit (E).

Es bezeichne

F den Gurtquerschnitt,

$F_d$ den Querschnitt einer Strebe,

J das Trägheitsmoment eines Gurtquerschnittes für seine zur Fachwerkebene senkrechte Schwerachse (Abb. 2),

$W = \frac{J}{e}$ und $W_1 = \frac{J}{e_1}$ die Widerstandsmomente,

a den Abstand des Druckes P von der Stabachse.

Die übrigen Bezeichnungen gibt Abb. 1 an. Um den

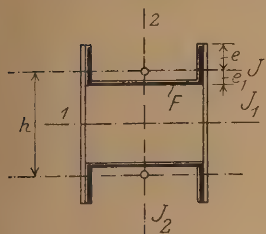



Abb. 2.

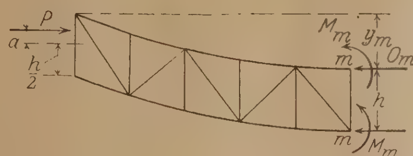



Abb. 3.

mathematischen Text übersichtlich zu halten, führen wir die Abkürzungen ein:

$$\gamma = \frac{F}{F_d} \cdot \frac{d}{\lambda} \sec^2 \varphi \quad \ldots \ldots (1$$

$$\gamma'' = \frac{P \lambda^2}{6 E J} \quad \ldots \ldots (2$$

$$\omega = \frac{F h^2}{6 J} - \gamma \gamma'' \quad \ldots \ldots (3$$

$$\gamma' = \frac{1}{1 + 2\gamma + \frac{1}{2}\omega} \quad \ldots \ldots (4$$

$$\psi = 2(1 + \omega + \gamma) \quad \ldots \ldots (5$$

$$\tau = \gamma - \frac{1}{2}\omega \quad \ldots \ldots (6$$

Die Gitterstäbe nehmen wir gelenkig mit den Gurtungen befestigt an. Die Längenänderungen der schwach beanspruchten Querriegel vernachlässigen wir, setzen also an der Stelle m die Durchbiegungen beider Gurtungen gleich $y_m$ (Abb. 3). Ebenso vernachlässigen wir die Unterschiede zwischen den Knotenpunktmomenten $\mathfrak{M}^o_m$ und $\mathfrak{M}^u_m$[2]) und setzen:

$$\mathfrak{M}^o_m = \mathfrak{M}^u_m = \mathfrak{M}_m.$$

## 1. Biegungsmomente 𝔐 und Durchbiegungen y.

Zwischen den Momenten 𝔐 und Durchbiegungen y bestehen die Beziehungen (E. S. 444, N. M. S. 445):

$$\mu''_m \mathfrak{M}_{m-1} + 2\left(\mu'_m + \mu'_{m+1}\right)\mathfrak{M}_m + \mu''_{m+1}\mathfrak{M}''_{m+1} = -\frac{6EJ}{\lambda^2}\Delta^2 y_m \quad (7$$

wo

$$\Delta^2 y_m = -y_{m-1} + 2 y_m - y_{m+1}$$

$$\mu'_m = \frac{3}{\alpha_m^2}(1 - \alpha_m \operatorname{cotg} \alpha_m) \quad \ldots \ldots (8$$

$$\mu''_m = \frac{6}{\alpha_m^2}(\alpha_m \operatorname{cosec} \alpha_m - 1) \quad \ldots \ldots (9$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{O \lambda^2}{E J}} \quad \ldots \ldots (10$$

Die Drucke O der stärkst beanspruchten Gurtung hängen von den y und 𝔐 ab. Es ist aber in der Regel zulässig, die Zahlen μ für $O = {}^1/_2\,P$ zu berechnen. Bei innerhalb der Proportionalitätsgrenze liegenden Beanspruchungen — und nur für solche gilt unsere Untersuchung — ist α meistens so klein, daß man $\mu' = \mu'' = 1$ setzen darf.

Führen wir in (7) anstatt der y die Momente:

$$Y = P y$$

ein, so erhalten wir:

$$-\Delta^2 Y_m = \gamma''\left[\mu''\mathfrak{M}_{m-1} + 4\mu'\mathfrak{M}_m + \mu''\mathfrak{M}_{m+1}\right] \quad \ldots (11$$

wo γ'' die durch (2) erklärte Bedeutung hat.

Tafel I gibt die Zahlen μ' und μ'' auf 3½ Dezimalstellen an. Ein hinter der dritten Stelle stehender Punkt ist durch 5 zu ersetzen[3]).

Tafel I.

| α | μ' | μ'' | α | μ' | μ'' |
|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 1 | 1 | 2,00 | 1,436· | 1,799· |
| 0,25 | 1,004 | 1,007 | 2,05 | 1,474 | 1,870· |
| 0,50 | 1,017 | 1,030 | 2,10 | 1,516 | 1,949· |
| 0,75 | 1,040 | 1,070 | 2,15 | 1,561· | 2,036· |
| 1,00 | 1,073· | 1,130· | 2,20 | 1,612· | 2,133· |
| 1,05 | 1,082 | 1,145· | 2,25 | 1,669 | 2,242 |
| 1,10 | 1,091· | 1,161· | 2,30 | 1,732 | 2,364 |
| 1,15 | 1,101 | 1,179 | 2,35 | 1,804 | 2,502 |
| 1,20 | 1,111· | 1,198 | 2,40 | 1,885· | 2,659· |
| 1,25 | 1,122· | 1,218 | 2,425 | 1,930· | 2,746· |
| 1,30 | 1,134· | 1,239· | 2,45 | 1,978· | 2,840· |
| 1,35 | 1,147· | 1,263 | 2,475 | 2,030· | 2,941· |
| 1,40 | 1,161 | 1,288 | 2,50 | 2,086· | 3,052 |
| 1,45 | 1,175· | 1,314· | 2,525 | 2,147 | 3,168 |
| 1,50 | 1,191· | 1,343· | 2,55 | 2,212· | 3,296· |
| 1,55 | 1,208· | 1,374· | 2,575 | 2,284 | 3,436 |
| 1,60 | 1,226· | 1,408 | 2,60 | 2,361· | 3,589 |
| 1,65 | 1,246 | 1,444 | 2,625 | 2,447 | 3,757 |
| 1,70 | 1,267· | 1,483 | 2,65 | 2,541· | 3,942 |
| 1,75 | 1,290 | 1,525 | 2,675 | 2,646 | 4,147· |
| 1,80 | 1,315 | 1,571 | 2,70 | 2,762 | 4,376· |
| 1,85 | 1,341· | 1,621 | 2,725 | 2,892 | 4,633· |
| 1,90 | 1,370· | 1,675 | 2,75 | 3,038· | 4,923· |
| 1,95 | 1,402 | 1,734· | 2,775 | 3,206 | 5,253 |
| 2,00 | 1,436· | 1,799· | 2,80 | 3,396· | 5,631· |

Außer den Gleichungen (11) stehen zur Berechnung der Momente und Durchbiegungen noch die Gleichungen zur Verfügung (E. S. 445 und N. M. S. 446):

$$\left.\begin{aligned} &-\Delta^2 y_m \left(\frac{E F h^2}{\lambda^2} - \gamma P\right) - 2 P y_m + 4 \mathfrak{M}_m - \\ &\qquad 2\gamma(\mathfrak{M}_{m-1} - 2\mathfrak{M}_m + \mathfrak{M}_{m+1}) = 2P\left(a \pm \frac{h}{2}\right) \end{aligned}\right\} \quad (12$$

in denen das Zeichen + oder — gilt, je nachdem der Treffpunkt m der beiden Streben $D_m$, $D_{m+1}$ der unteren oder der oberen Gurtung angehört. Führt man auch in (12) an Stelle der y die Momente Y = Py ein und drückt in (12) $\Delta^2 Y_m$ mittels (11) durch die Momente 𝔐 aus, so erhält man:

$$-\tau\mathfrak{M}_{m-1} + \psi\mathfrak{M}_m - \tau\mathfrak{M}_{m+1} - Y_m = P\left(a \pm \frac{h}{2}\right) \quad . \ (13$$

wo ψ und τ die durch (5) und (6) erklärte Bedeutung haben.

[2]) Die genaueren Gleichungen stehen in E. S. 445 und N. M. S. 444.

[3]) Ich folge hier dem von Dr. Carl Burrau in seinen Tafeln der Cosinus und Sinus mit den natürlichen Zahlen als Argument gegebenen Vorbilde. Der Punkt zeigt an, daß die folgenden Stellen einen Wert zwischen 0,25 und 0,75 der letzten Tafelstelle haben. Was unter 0,25 liegt wird weggelassen, was darüber liegt, wird durch Erhöhung der letzten Tafelstelle berücksichtigt. Mit dem Punkte wird gerechnet wie mit der Ziffer 5 der ersten weggelassenen Tafelstelle. Dieses Verfahren dürfte sich bei der Aufstellung von Tafeln empfehlen. Die obige Tafel ist von mir für andere Aufgaben gerechnet worden, wo eine größere Genauigkeit geboten ist, als bei der hier vorliegenden Untersuchung.

Es liegen jetzt zwei simultane Differenzengleichungen (11), (13) vor, deren Lösung keine Schwierigkeiten bietet. Erheblich einfacher aber führt der folgende Weg zum Ziel.

Aus Gleichung (11) folgt, daß sich $Y_m$ deuten läßt als das Biegungsmoment für den Knotenpunkt m eines einfachen Balkens von der Spannweite n, der mit den Gewichten

$$Z_m = \gamma''(\mu''\mathfrak{M}_{m-1} + 4\mu'\mathfrak{M}_m + \mu''\mathfrak{M}_{m+1}) \quad . \; . \; . \quad (14$$

belastet ist. Seine Feldweite ist = 1 (Abb. 4).

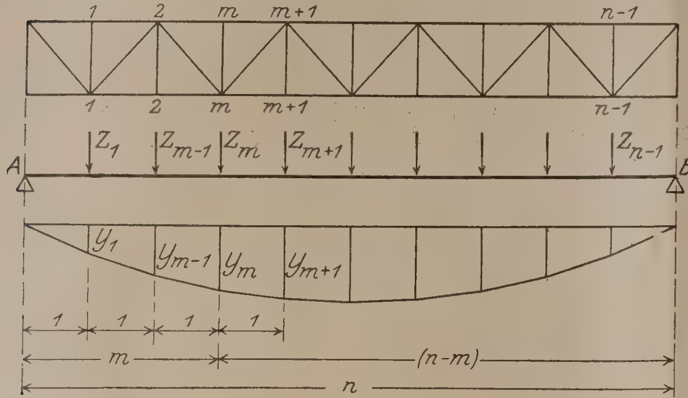



Abb. 4.

Der Beitrag eines Momentes $\mathfrak{M}_i$ zu den Gewichten Z besteht aus den drei Einzellasten:

$$\gamma''\mu''\mathfrak{M}_i, \quad 4\gamma''\mu'\mathfrak{M}_i, \quad \gamma''\mu''\mathfrak{M}_i$$

die der Reihe nach in den Knotenpunkten

$$i-1, \; i, \; i+1$$

angreifen. Sie erzeugen, wenn $i < m$ ist, das Moment:

$$Y_m = \frac{(n-m)\,i}{n}\gamma''(\mu'' + 4\mu' + \mu'')\,\mathfrak{M}_i$$

und, falls $i > m$ ist,

$$Y_m = \frac{m\,(n-i)}{n}\gamma''(\mu'' + 4\mu' + \mu'')\,\mathfrak{M}_i$$

Ist $i = m$, so entsteht:

$$Y_m = \frac{m\,(n-m)}{n}\gamma''(\mu'' + 4\mu' + \mu'')\,\mathfrak{M}_m - \gamma''\mu''\mathfrak{M}_m$$

Führen wir zur Abkürzung die Bezeichnungen ein:

$$\beta = 2\gamma''(2\mu' + \mu''); \quad \beta' = \gamma''\mu''. \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (15$$

so erhalten wir für $Y_m$ den Wert:

$$\left.\begin{aligned} Y_m = {} & \frac{n-m}{n}\beta\,(\mathfrak{M}_1 + 2\mathfrak{M}_2 + 3\mathfrak{M}_3 + \cdots + (m-1)\,\mathfrak{M}_{n-1}) \\ & + \frac{m}{n}\beta\,(\mathfrak{M}_{n-1} + 2\mathfrak{M}_{n-2} + 3\mathfrak{M}_{n-3}\cdots + (n-m)\,\mathfrak{M}_m) - \beta'\mathfrak{M}_m \end{aligned}\right\} (16$$

und für einen zur Mitte symmetrischen Stab, wegen $\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_{n-1}$, $\mathfrak{M}_2 = \mathfrak{M}_{n-2}$, ...

$$\left.\begin{aligned} Y_m = \beta \Big[ & \mathfrak{M}_1 + 2\mathfrak{M}_2 + 3\mathfrak{M}_3 + \cdots + (m-1)\,\mathfrak{M}_{m-1} \\ & + m\left(\mathfrak{M}_{m+1} + \mathfrak{M}_{m+2} + \cdots + \frac{1}{2}\mathfrak{M}_{\left(\frac{n}{2}\right)}\right)\Big] - \beta'\mathfrak{M}_m \end{aligned}\right\} (16'$$

Wird $Y_m$ in (13) eingesetzt, so entstehen Gleichungen, in denen nur die Unbekannten $\mathfrak{M}$ vorkommen. Jede dieser Gleichungen enthält sämtliche Unbekannten; trotzdem gestaltet sich die Auflösung sehr einfach, weil die Zahlen $\tau$, $\gamma''$, $\beta$, $\beta'$ gegen $\psi$ so klein sind, daß bereits die Formel:

$$\mathfrak{M}_m = \frac{P\left(a \pm \frac{h}{2}\right)}{\psi} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (17$$

ein praktisch brauchbares Ergebnis liefert[4]). Hieraus folgern wir zunächst, daß durch das Moment P a annähernd gleich große Momente $\mathfrak{M}_m$ hervorgerufen werden, und berechnen die zugehörigen $Y_m$ unter der Annahme, daß alle Gewichte Z den gleichen Wert:

$$Z = \gamma''\,2\,(2\mu' + \mu'')\,\mathfrak{M}_m \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (18$$

haben. Da die Feldweite 1 ist, wirken die gleichgroßen Einzelgewichte wie eine auf die Längeneinheit bezogene gleichförmige Last Z und erzeugen das Biegungsmoment:

$$Y_m = \gamma''(2\mu' + \mu'')\,\mathfrak{M}_m\,m\,(n-m) \quad . \; . \; . \; . \quad (19$$

Diesen Wert führen wir in (13) ein, setzen weiter $\mathfrak{M}_{m-1} = \mathfrak{M}_{m+1} = \mathfrak{M}_m$ und erhalten für $\mathfrak{M}_m$ die Formel:

$$\mathfrak{M}_m = \frac{P\,a}{\psi - 2\tau - \gamma''(2\mu' + \mu'')\,m\,(n-m)} \quad . \; . \; . \quad (20$$

deren Ergebnisse sich von denen der genaueren Rechnung fast gar nicht unterscheiden. Mittels (5) und (6) kann man (20) auch umformen in:

$$\mathfrak{M}_m = \frac{P\,a}{2 + 3\,\omega - \gamma''(2\mu' + \mu'')\,m\,(n-m)} \quad . \; . \; . \quad (21$$

Es genügt, die Rechnung für die Stabmitte durchzuführen. Ist $\frac{n}{2}$ eine gerade Zahl, so erhält man für $m = \frac{n}{2}$:

$$\mathfrak{M}_{max} = \frac{P\,a}{2 + 3\,\omega - \gamma''(2\mu' + \mu''\,\frac{n^2}{4}} \quad . \; . \; . \quad (22$$

In der Regel darf man $\mu' = \mu'' = 1$ setzen. Dann wird

$$\mathfrak{M}_{max} = \frac{P\,a}{2 + 3\,\omega - \frac{3}{4}\,n^2\gamma''} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (23$$

Bei ungerader Feldzahl tritt $n^2 - 1$ an die Stelle von $n^2$.

Je größer die Feldzahl n ist, desto mehr nähert sich die Biegungslinie infolge P a der für den vollwandigen Stab gültigen Sinuslinie. Dann folgen auch die Momente annähernd dem Gesetz:

$$\mathfrak{M}_x = \mathfrak{M}_{max} \sin\frac{\pi x}{l}$$

wo $\mathfrak{M}_x$ das Biegungsmoment für den Gurtquerschnitt im Abstande x vom Stabende ist. Zwischen einer geraden und ungeraden Feldzahl brauchen wir nicht mehr zu unterscheiden. Aus der Gleichung:

$$-E\,J\,\frac{d^2 y}{d\,x^2} = \mathfrak{M}_{max} \sin\frac{\pi x}{l}$$

[4]) Im folgenden Zahlenbeispiele ist $\psi = 38{,}72$, $\tau = 0{,}57$, $\gamma'' = 9{,}079$, $\beta = 0{,}485$, $\beta' = 0{,}08$. In meinen früheren Arbeiten werden die Momente $\mathfrak{M}$ eliminiert und Gleichungen aufgestellt, in denen nur die Durchbiegungen y als Unbekannte auftreten.

folgt dann:

$$Y_x = P\,y = \frac{P\,l^2}{\pi^2 E J}\,\mathfrak{M}_{max}\,\sin\frac{\pi x}{l}$$

$$Y_{max} = \frac{P\,l^2}{\pi^2 E J}\,\mathfrak{M}_{max} \quad \ldots\ldots\ldots (24$$

und es ergibt sich schließlich an Stelle von (23) die Formel:

$$\mathfrak{M}_{max} = \frac{P\,a}{2 + 3\,\omega - \frac{P\,l^2}{\pi^2 E J}} \quad \ldots\ldots\ldots (25$$

die wir zur besseren Vergleichung mit (23) umformen in:

$$\mathfrak{M}_{max} = \frac{P\,a}{2 + 3\,\omega - \frac{6}{\pi^2}\,n^2\,\gamma''} \quad \ldots\ldots (26$$

(23) liefert ein etwas größeres Moment als (26).

Wir wenden uns jetzt zu dem Einfluß der Glieder $\pm \frac{P\,h}{2}$ und folgern aus (17), daß die ersten Näherungswerte der Momente $\mathfrak{M}$ wieder gleich groß, aber abwechselnd positiv und negativ sind. Die Gewichte Z sind dann ebenfalls gleich groß und abwechselnd positiv und negativ; sie erzeugen nur unbedeutende Momente Y, die sich leicht berechnen lassen.

Abb. 5.

Wir bezeichnen kurz mit Y und $\mathfrak{M}$ die Momente für den der Mitte zunächstgelegenen Knotenpunkt s und nehmen eine ungerade Feldzahl n an. Ist dann auch $s = \frac{n-1}{2}$ eine ungerade Zahl (Abb. 5), so erhalten wir für einen Knotenpunkt i:

$$\mathfrak{M}_i = \pm\,\mathfrak{M}$$

je nachdem i eine ungerade oder eine gerade Zahl ist. Für diesen Fall folgt aus Gl. (16):

$$\frac{Y}{\mathfrak{M}} = \frac{n-s}{n}\,(1 - 2 + 3 - 4 + 5 - \cdots + s)\,\beta$$

$$+ \frac{s}{n}\,(-1 + 2 - 3 + 4 - 5 + \cdots - s)\,\beta - \beta'$$

$$= \left(\frac{n-s}{n} - \frac{s}{n}\right)\frac{s+1}{2}\,\beta - \beta'.$$

Das gibt:

$$Y = \left(\frac{n+1}{4\,n}\,\beta - \beta'\right)\mathfrak{M}.$$

Führt man diesen Wert in (13) ein und setzt man:

$$\mathfrak{M}_{m-1} = \mathfrak{M}_{m+1} = -\,\mathfrak{M}_m = -\,\mathfrak{M}$$

so erhält man:

$$\mathfrak{M} = \frac{\pm P\,\frac{h}{2}}{\psi + 2\,\tau - \varepsilon} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (27$$

wo

$$\varepsilon = \frac{n+1}{4\,n}\,\beta - \beta'.$$

Ist n ungerade und $s = \frac{n-1}{2}$ gerade, so wird:

$$\varepsilon = \frac{n-1}{4\,n}\,\beta - \beta'.$$

Weiter ergibt sich,

$$\text{falls n gerade und} \begin{cases} \frac{n}{2} \text{ gerade}, & \varepsilon = -\,\beta' \\ \frac{n}{2} \text{ ungerade}, & \varepsilon = \frac{\beta}{2} - \beta'. \end{cases}$$

Streicht man die kleine Zahl $\varepsilon$, was stets zulässig ist, so erhält man mit Benutzung von (5) und (6):

$$\mathfrak{M} = \frac{\pm P\,\frac{h}{2}}{2 + \omega + 2\,\gamma} \quad \ldots\ldots\ldots (28$$

Diese Formel stimmt mit der früher von mir (auf erheblich längerem Wege) gefundenen Formel:

$$\mathfrak{M} = \pm\,P\,\frac{h}{4}\,\gamma' \quad \ldots\ldots\ldots (29$$

überein, wo $\gamma'$ die durch (4) erklärte Bedeutung hat. Die Formeln (21) bis (26), die den Einfluß von P a angeben, sind neu; ich ziehe sie meinen früheren Formeln vor, da sie nur die Zahlen $\gamma''$, $\gamma$ und $\omega$ benutzen, die auch zur Ausrechnung von (28) u. (29) gebraucht werden.

Ich stelle noch die Formeln für die Drucke O und D zusammen. Im Falle a = 0 entsteht in allen Feldern (E. B. S., 450 N. M. S. 456, 457):

$$O = \frac{P}{2}\,(1 - \gamma'); \quad D = P\,\gamma'\,\sec\varphi \quad \ldots\ldots (30$$

Das Moment P a erzeugt:

$$O_m = \frac{P\,(a + y_m)}{h} - 2\,\frac{\mathfrak{M}_m}{h} = \frac{P\,a}{h} + \frac{Y_m - 2\,\mathfrak{M}_m}{h}$$

und, wenn Formel (19) benutzt wird,

$$O_m = \frac{P\,a}{h} + \frac{\mathfrak{M}_m}{h}\,[\gamma''\,(2\,\mu' + \mu'')\,m\,(n - m) - 2] \quad \ldots (31$$

Der durch ein Moment (— P a) in der ersten Strebe erzeugte Druck ist, reichlich gerechnet,

$$D_1 = \frac{P\,y_1}{h}\,\sec\varphi = \frac{Y_1}{h}\,\sec\varphi.$$

$$D_1 = \frac{\mathfrak{M}}{h}\,\gamma''\,(2\,\mu' + \mu'')\,(n - 1)\,\sec\varphi \quad \ldots\ldots (32$$

## 2. Zahlenbeispiel.

Ich wähle dasselbe Beispiel wie in meinen früheren Arbeiten. Es sei $l = 600$ cm, $\lambda = 60$ cm, $n = 10$, $h = 25$ cm. Jede Gurtung bestehe aus einem ⊏-Eisen N. P. 30 mit $F = 58{,}8$ cm², $J = 495$ cm⁴, $W = 67{,}8$, $W_1 = 183{,}3$ cm³. Die Streben seien Winkeleisen 60 · 40 · 7, mithin für 2 Gitterwände $F_d = 13$ cm². Die ⊏-Eisen haben die in Abb. 2 angegebene Lage. Weiter sei $P = 140$ t, $a = 3$ cm, $E = 2150$ t/cm². Man erhält:

$$\gamma = \frac{F}{F_d}\,\frac{d}{\lambda}\,\sec^2\varphi = 6{,}5; \quad \gamma'' = \frac{P\,\lambda^2}{6\,EJ} = 0{,}079; \quad \omega = \frac{F\,h^2}{6\,J} - \gamma\,\gamma'' = 11{,}86$$

$$\gamma' = \frac{1}{1 + 2\,\gamma + \frac{1}{2}\,\omega} = 0{,}050.$$

Ist a = 0, so entsteht:

$$\mathfrak{M} = \pm\,\frac{P\,h}{4}\,\gamma' = \pm 43{,}8\,\text{tcm}; \quad O = \frac{P}{2}\,(1 - \gamma') = 66{,}5\ \text{t}$$

Die größte Beanspruchung der Gurtung beträgt:

$$\sigma = -\frac{66{,}5}{58{,}8} - \frac{43{,}8}{67{,}8} = -1{,}13 - 0{,}65 = -1{,}78 \text{ t/cm}^2$$

Für die Strebe erhält man den Druck:

$$D = P\gamma' \sec\varphi = 140 \cdot 0{,}050 \cdot 1{,}2 = 8{,}4 \text{ t}.$$

Das Moment $P\,a = 420$ tcm erzeugt, wenn $\mu' = \mu'' = 1$ gesetzt wird,

$$\mathfrak{M} = \frac{P\,a}{2 + 3\omega - \frac{3}{4}\gamma'' n^2} = 13{,}3 \text{ tcm} \quad \ldots\ldots \quad (33$$

$$O = \frac{P\,a}{h} + \frac{\mathfrak{M}}{h}\left(\frac{3}{4}\gamma'' n^2 - 2\right) = 16{,}8 + 2{,}1 = 18{,}9 \text{ t} \quad \ldots \quad (34$$

$$D_1 = \frac{3\,\mathfrak{M}}{h}\gamma''(n-1)\sec\varphi = 1{,}4 \text{ t}^{5)} \quad \ldots\ldots \quad (35$$

$$\sigma = -\frac{18{,}9}{55{,}5} - \frac{13{,}3}{67{,}8} = -0{,}52 \text{ t/cm}^2.$$

Die gesamte Beanspruchung der Gurtung beträgt $\sigma = -1{,}78 - 0{,}52 = -2{,}3$ t/cm² und liegt nur bei hochwertigem Flußeisen unterhalb der Proportionalitätsgrenze.

Mit den zu

$$a = \sqrt{\frac{P\lambda^2}{2\,E\,J}} = 0{,}5$$

gehörigen Zahlen $\mu' = 1{,}02$, $\mu'' = 1{,}03$ liefern die Formeln (21), (31), (32) Werte $\mathfrak{M}$, O, $D_1$, die mit den obengefundenen übereinstimmen.

Um den Verlauf der Momentenlinie festzustellen, berechnen wir — wieder mit $\mu' = \mu'' = 1$ — mittels der Formel:

$$\mathfrak{M}_m = \frac{P\,a}{2 + 3\,\omega - 3\,\gamma'' m\,(n-m)}$$

die Momente:

$\mathfrak{M}_1 = 11{,}7$ $\quad \mathfrak{M}_2 - 12{,}5$ $\quad \mathfrak{M}_3 = 12{,}9$ $\quad \mathfrak{M}_4 = 13{,}2$ $\quad \mathfrak{M}_5 = 13{,}3$ tcm

addieren hierzu der Reihe nach

$+43{,}8$ $\quad -43{,}8$ $\quad +43{,}8$ $\quad -43{,}8$ $\quad +43{,}8$ tcm

und erhalten die Gesamtmomente:

55,6 $\quad -31{,}3$ $\quad$ 56,7 $\quad -30{,}6$ $\quad$ 57,2 tcm.

Zur Prüfung der Zuverlässigkeit der Näherungsformeln setzen wir die durch (16′) bestimmten Y in die Gl. (13) ein, ordnen nach den Unbekannten $\mathfrak{M}$ und erhalten die folgenden in Tafelform geschriebenen Gleichungen, deren Bildungsgesetz sehr einfach ist[6]).

| $\mathfrak{M}_1$ | $\mathfrak{M}_2$ | $\mathfrak{M}_3$ | $\mathfrak{M}_4$ | $\mathfrak{M}_5$ | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\psi - \beta + \beta'$ | $-\tau - \beta$ | $-\beta$ | $-\beta$ | $-\frac{\beta}{2}$ | $= P\left(a + \frac{h}{2}\right)$ |
| $-\tau - \beta$ | $\psi - 2\beta + \beta'$ | $-\tau - 2\beta$ | $-2\beta$ | $-2\frac{\beta}{2}$ | $= P\left(a - \frac{h}{2}\right)$ |
| $-\beta$ | $-\tau - 2\beta$ | $\psi - 3\beta + \beta'$ | $-\tau - 3\beta$ | $-3\frac{\beta}{2}$ | $= P\left(a + \frac{h}{2}\right)$ |
| $-\beta$ | $-2\beta$ | $-\tau - 3\beta$ | $\psi - 4\beta + \beta'$ | $-\tau - 4\frac{\beta}{2}$ | $= P\left(a - \frac{h}{2}\right)$ |
| $-\beta$ | $-2\beta$ | $-3\beta$ | $-2\tau - 4\beta$ | $\psi - 5\frac{\beta}{2} + \beta'$ | $= P\left(a + \frac{h}{2}\right)$ |

Hierin ist:

$$\psi = 2(1 + \gamma + \omega) = 38{,}72; \qquad \tau = \gamma - \frac{1}{2}\,\omega = 0{,}57$$

$$\beta = 2(2\mu' + \mu'')\gamma'' = 0{,}485; \qquad \beta' = \mu''\gamma'' = 0{,}08.$$

$$P\left(a + \frac{h}{2}\right) = 140 \cdot 15{,}5 = 2170 \text{ tcm}$$

$$P\left(a - \frac{h}{2}\right) = -140 \cdot 9{,}5 = -1330 \text{ tcm}.$$

Will man nun $\mathfrak{M}_1$ verbessern, so setzt man in die erste Gleichung die für $\mathfrak{M}_2$, $\mathfrak{M}_3$, $\mathfrak{M}_4$, $\mathfrak{M}_5$ gefundenen Näherungswerte ein und erhält:

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{P\left(a + \frac{h}{2}\right) + \tau\,\mathfrak{M}_2 + \beta\left(\mathfrak{M}_2 + \mathfrak{M}_3 + \mathfrak{M}_4 + \frac{1}{2}\,\mathfrak{M}_5\right)}{\psi - \beta + \beta'} = 56{,}5 \text{ tcm}$$

und in gleicher Weise:

$$\mathfrak{M}_2 = -31{,}3; \quad \mathfrak{M}_3 = 57{,}0; \quad \mathfrak{M}_4 = -30{,}7; \quad \mathfrak{M}_5 = 57{,}3 \text{ tcm}.$$

Die Verbesserung war überflüssig.

Wir geben noch für die Querschnitte 5 und 4 der oberen Gurtung die Randspannungen $\sigma_o$ und $\sigma_u$ an. Der Druck $O = 66{,}5 + 18{,}9 = 85{,}4$ t erzeugt $\sigma = -O : F = -1{,}452$ t/cm². Hierzu treten die Biegungsspannungen infolge $\mathfrak{M}_5 = +57{,}2$ und $M_4 = -30{,}6$ tcm. Man erhält für den Querschnitt 5:

$$\sigma_o = -1{,}452 - \frac{57{,}2}{67{,}8} = -2{,}30 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_u = -1{,}452 + \frac{57{,}2}{183{,}3} = -1{,}14 \quad \text{„}$$

und für den Querschnitt 4:

$$\sigma_o = -1{,}452 + \frac{30{,}6}{67{,}8} = -1{,}00 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_u = -1{,}452 - \frac{30{,}6}{183{,}3} = -1{,}62 \quad \text{„}$$

### 3. Knickbedingung.

Setzt man die Nennerdeterminante der zur Berechnung der Momente $\mathfrak{M}$ gewonnenen Gleichungen gleich Null, so erhält man eine Gleichung zur Bestimmung der Knicklast $P_c$. Bei kleiner Feldzahl ergeben sich einfache Formeln.

Es sei z. B. $\mathbf{n = 4}$. In die Gleichungen:

$$\psi\,\mathfrak{M}_1 - \tau\,\mathfrak{M}_2 - Y_1 = P\left(a + \frac{h}{2}\right)$$

$$\tau\,\mathfrak{M}_1 + \psi\,\mathfrak{M}_2 - Y_2 = P\left(a - \frac{h}{2}\right)$$

setzen wir die durch die Gewichte $Z_1$, $Z_2$ u. $Z_3 = Z_1$ erzeugten Momente:

$$Y_1 = Z_1 + \frac{1}{2}\,Z_2 = \gamma''\left[(4\mu' + \mu'')\,\mathfrak{M}_1 + (2\mu' + \mu'')\,\mathfrak{M}_2\right]$$

$$Y_2 = Z_1 + Z_2 = \gamma''\left[(4\mu' + \mu'')\,\mathfrak{M}_2 + 2\,(2\mu' + \mu'')\,\mathfrak{M}_1\right]$$

und erhalten:

$$\mathfrak{M}_1\left[\psi - \gamma''(4\mu' + \mu'')\right] - \mathfrak{M}_2\left[\tau + \gamma''(2\mu' + \mu'')\right] = P\left(a + \frac{h}{2}\right)$$

$$-2\,\mathfrak{M}_1\left[\tau + \gamma''(2\mu' + \mu'')\right] + \mathfrak{M}_2\left[\psi - \gamma''(4\mu' + \mu'')\right] = P\left(a - \frac{h}{2}\right)$$

---

5) Die Strebe wird gezogen oder gedrückt, je nachdem a positiv oder negativ ist.

6) Die erste Gleichung lautet z. B.:

$$(\psi - \beta - \beta')\,\mathfrak{M}_1 - (\tau + \beta)\,\mathfrak{M}_2 - \beta\,\mathfrak{M}_3 - \beta\,\mathfrak{M}_4 - \frac{\beta}{2}\,\mathfrak{M}_5 = P\left(a + \frac{h}{2}\right)$$

Der kleinste Wert P, für den die Nennerdeterminante dieser beiden Gleichungen verschwindet, folgt aus der Gleichung[7])

$$\psi - \gamma''(4\mu' + \mu'') - \sqrt{2}\,[\tau + \gamma''(2\mu' + \mu'')] = 0.$$

Mit

$$\gamma'' = \frac{P\lambda^2}{6EJ} = \frac{\alpha^2}{3}$$

läßt sich diese Knickbedingung umformen in:

$$\frac{\alpha^2}{3}\left[\gamma\left(2+\frac{\sqrt{2}}{2}\right) + 2\mu'(2+\sqrt{2}) + \mu''(1+\sqrt{2})\right]$$
$$-2-\gamma(2-\sqrt{2}) - \frac{F\,h^2}{6J}\left(2+\frac{\sqrt{2}}{2}\right) = 0$$

Hat man mit Hilfe der μ-Tafel die Wurzel α dieser Gleichung durch Probieren bestimmt, so erhält man die Knicklast:

$$P_k = 2\,\frac{\alpha^2 E J}{\lambda^2}$$

Für unser Zahlenbeispiel ($E = 2150$ t/cm², $J = 495$ cm⁴, $F = 58{,}8$ cm², $\lambda = 60$ cm, $h = 25$ cm, $\gamma = 6{,}5$) lautet die Knickbedingung:

$$\alpha^2(5{,}865 + 2{,}276\,\mu' + 0{,}805\,\mu'') - 39{,}305 = 0$$

sie wird erfüllt durch $\alpha = 1{,}94$, $\mu' = 1{,}395$, $\mu'' = 1{,}722$. Das gibt $P_k = 2225$ t. Setzt man $\mu' = \mu'' = 1$, so erhält man $\alpha^2 = 4{,}394$ und $P_k = 2600$ t.

Eine Last $P = 140$ t im Abstande $a = 3$ cm von der Stabachse erzeugt:

$$\mathfrak{M}_1 = 11{,}2 + 44{,}7 \text{ tcm}; \quad \mathfrak{M}_2 = 11{,}4 - 43{,}8 \text{ tcm}.$$

Das erste Glied gibt den Einfluß von Pa an, das zweite den von $\pm P\frac{h}{2}$. Diese Momente unterscheiden sich nur wenig von den für $n = 10$ gefundenen. Eine in der Stabachse wirksame Last, $P = 190$ t erzeugt in der Gurtung bereits die Beanspruchung $\sigma = -2{,}4$ t/cm². Das Ergebnis $P_k = 2225$ t hat also nur eine mathematische Bedeutung als Wurzel einer Gleichung. Wir werden es weiter unten zur Prüfung der Grenze der Anwendbarkeit einer Näherungsformel für $P_k$ benutzen. Vorher geben wir noch die Momente $\mathfrak{M}$ und die Knickbedingungen für $n = 3$ und $n = 2$ an.

Für $n = 3$ ist:

$$-\psi\mathfrak{M}_1 - \tau\,\mathfrak{M}_2 - Y_1 = P\left(a + \frac{h}{2}\right)$$
$$-\tau\,\mathfrak{M}_1 + \psi\,\mathfrak{M}_2 - Y_2 = P\left(a - \frac{h}{2}\right)$$

Die Gewichte $Z_1$ u. $Z_2$ erzeugen:

$$Y_1 = \frac{2}{3}Z_1 + \frac{1}{3}Z_2 = \frac{\gamma''}{3}\left[(8\mu' + \mu'')\,\mathfrak{M}_1 + (4\mu' + 2\mu'')\,\mathfrak{M}_2\right]$$
$$Y_2 = \frac{\gamma''}{3}\left[(8\mu' + \mu'')\,\mathfrak{M}_2 + (4\mu' + 2\mu'')\,\mathfrak{M}_1\right].$$

[7]) Stellt man ohne Rücksicht auf die Symmetrie $\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_3$ drei Gleichungen zur Berechnung der $\mathfrak{M}$ auf, so entsteht die Nennerdeterminante

$$\Delta = \begin{vmatrix} \delta_1 & \delta_2 & \delta_3 \\ \delta_2 & \delta_4 & \delta_2 \\ \delta_3 & \delta_2 & \delta_1 \end{vmatrix}$$

wo

$$\delta_1 = \psi - \gamma''\left(3\mu' + \frac{1}{2}\mu''\right), \qquad \delta_2 = -\tau - \gamma''(2\mu' + \mu''),$$

$$\delta_3 = -\gamma''\left(\mu' + \frac{1}{2}\mu''\right), \qquad \delta_4 = \delta_1 + \delta_3 = \psi - \gamma''(4\mu' + \mu'').$$

Man erhält:

$$\Delta = (\delta_1 - \delta_3)(\delta_4 - \delta_2\sqrt{2})(\delta_4 + \delta_2\sqrt{2}).$$

Das Nullsetzen des letzten Faktors liefert den kleinsten Wert $P_k$.

Man erhält:

$$\mathfrak{M}_1, \mathfrak{M}_2 = \frac{P\,a}{\psi - \tau - \gamma''(4\mu' + \mu'')} \pm \frac{P\,\frac{h}{2}}{\psi + \tau - \frac{1}{3}\gamma''(4\mu' - \mu'')}$$

und für unser Zahlenbeispiel;

$$\mathfrak{M}_1, \mathfrak{M}_2 = 11{,}1 \pm 44{,}6 \text{ tcm}.$$

Die Knickbedingung:

$$\psi - \tau - \gamma''(4\mu' + \mu'') = 0$$

läßt sich umformen in:

$$\alpha^2\left(\frac{5}{2}\gamma + 4\mu' + \mu''\right) - 3(2+\gamma) - \frac{5\,F h^2}{4J} = 0.$$

Für $n = 2$ erhält man:

$$\psi\,\mathfrak{M}_1 - Y_1 = P\left(a + \frac{h}{2}\right) \text{ und } Y_1 = 2\mu'\gamma''\,\mathfrak{M}_1,$$

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{P\left(a + \frac{h}{2}\right)}{\psi - 2\mu'} = 10{,}9 + 45{,}4 \text{ tcm}.$$

Knickbedingung:

$$\alpha^2(\gamma + \mu') - 3(1+\gamma) - \frac{F\,h^2}{2J} = 0.$$

Die Momente für $n = 3$ und $n = 2$ weichen ebenfalls nur wenig von den für $n = 10$ gefundenen ab.

Für die Knicklast von Gitterstäben mit großer Feldzahl habe ich die Näherungsformel (E. S. 446, N. M. S. 449):

$$P = \varkappa\,\varkappa'\,\frac{\pi^2 E J_1}{l^2} \quad \ldots\ldots\ldots (36$$

entwickelt, wo

$$\varkappa = \frac{1}{1 + \left(1 - \cos\frac{\pi}{n}\right)\gamma} \quad \ldots\ldots\ldots (37$$

$$\varkappa' = 2\,\frac{n^2}{\pi^2}\left(1 - \cos\frac{\pi}{n}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (38$$

ist und

$$J_1 = \frac{F\,h^2}{2} + 2J \quad \ldots\ldots\ldots (39$$

das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts des Gitterstabes für den Fall bedeutet, daß dieser Stab wie ein einteiliger (vollwandiger) behandelt wird.

Bei großer Feldzahl ist $\varkappa'$ nahezu gleich 1. Man darf dann

$$1 - \cos\frac{\pi}{n} = \frac{\pi^2}{2\,n^2}$$

setzen und erhält mit der Abrundung $\pi^2 = 10$:

$$\varkappa = \frac{n}{n^2 + 5\gamma} \quad \ldots\ldots\ldots (40$$

Dieser Wert ist aber nur brauchbar, wenn es zulässig ist, annähernd

$$1 - \cos\frac{\pi}{n} = \frac{5}{n^2}$$

zu setzen.

Man kann (36) auch umformen in:

$$P_k = \frac{2EJ_1}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{\gamma + \frac{1}{2}\operatorname{cosec}^2\frac{\pi}{2n}} \quad \ldots\ldots (41$$

und die im Nenner stehende von der Feldzahl abhängige Kreisfunktion der Tafel II entnehmen.

Tafel II.

| n | $\frac{1}{2}\operatorname{cosec}^2\frac{\pi}{2n}$ | n | $\frac{1}{2}\operatorname{cosec}^2\frac{\pi}{2n}$ |
|---|---|---|---|
| 3 | 2 | 12 | 29,35 |
| 4 | 3,41 | 13 | 34,41 |
| 5 | 5,23 | 14 | 39,25 |
| 6 | 7,46 | 15 | 45,76 |
| 7 | 10,10 | 16 | 52,04 |
| 8 | 13,14 | 17 | 58,73 |
| 9 | 16,58 | 18 | 65,82 |
| 10 | 20,43 | 19 | 73,32 |
| 11 | 24,69 | 20 | 81,22 |

Für größere n ist genügend genau:

$$\frac{1}{2}\operatorname{cosec}^2\frac{\pi}{2n}=\frac{2n^2}{\pi^2} \quad \ldots\ldots\ldots (42$$

Leiten wir für größere Feldzahlen die Knicklast $P_k$ mittels Formel (25) her, indem wir den Nenner von $\mathfrak{M}_{max}$ gleich Null setzen, so erhalten wir mit Beachtung von (3) u. (2):

$$2+\frac{F h^2}{2J}-3\gamma\frac{P\lambda^2}{6EJ}-\frac{Pl^2}{\pi^2 EJ}=0$$

und hieraus mit $l = n\lambda$:

$$P_k=\frac{2EJ_1}{\lambda^2}\frac{1}{\gamma+\frac{2n^2}{\pi^2}} \quad \ldots\ldots\ldots (43$$

also denselben Wert, den (41) und (42) liefern.

Bei der Herleitung der Formel (36) mittels der Gl. (7) und (12) wurde $\mu' = \mu'' = 1$ gesetzt. Die Berücksichtigung der Zahlen $\mu$ kann in der Weise erfolgen, daß man in (39) (E. S. 453, N. M. S. 464) das Trägheitsmoment J des Gurtquerschnitts ersetzt durch:

$$J'=\frac{3J}{2\mu'+\mu''} \quad \ldots\ldots\ldots (44$$

Bei großem Gurtabstande h empfiehlt es sich, J ganz zu streichen und mit $J_1 = {}^1/_2\, Fh^2$ zu rechnen.

Wir wenden nun (41) auf das Zahlenbeispiel n = 4 an, streichen zunächst J und erhalten:

$$J_1=\frac{Fh^2}{2}=\frac{58{,}8\cdot 25^2}{2}=18375 \text{ cm}^4,$$

$$P_k=\frac{2\cdot 2150\cdot 18375}{60^2\,(3{,}41+6{,}5)}=2215 \text{ t}.$$

Um den Einfluß von J = 495 zu prüfen, bestimmen wir für P = 2215 die Zahlen $\alpha = 1{,}94$, $\mu' = 1{,}40$, $\mu'' = 1{,}72$ und finden:

$$J'=330;\quad J_1=\frac{Fh^2}{2}+2J'=19035;\quad P_k=2294 \text{ t}.$$

Die Formeln (39), (38), (40), (36) geben:

$$J_1=18375+2\cdot 495=19365;\quad \varkappa'=0{,}950;\quad \varkappa=0{,}330;\quad P_k=2200 \text{ t}$$

Durch Nullsetzen einer Nennerdeterminante fanden wir $P_k = 2225$ t[8]).

Ich hebe nochmals hervor, daß es sich hier nur um eine Vergleichung mathematischer Zahlen handelt; sie zeigt, daß in unserem Zahlenbeispiele die Näherungsformeln bereits für n = 4 ein genügend genaues $P_k$ liefern[9]).

Praktischen Wert hat die Berechnung der Knicklast eines Gitterstabes nur für größere Feldzahlen. Wenn ich hier das Beispiel n = 4 etwas ausführlich behandelt habe, so geschah dies, weil in dem vor kurzem erschienenen Buch „Die Knickfestigkeit von Rudolph Mayer" unter der Überschrift „Kritik der Knickformel" auf Seite 294 und 295 meine Knickformel (36) in Verbindung mit (40) auch für kleine n bis hinab zu dem keinen Sinn mehr habenden Fall n = 1 benutzt und an einem Schaubilde gezeigt wird, daß die Knicklast für praktische Werte $\gamma$ mit wachsendem n zunächst zunimmt und beispielsweise mit $\gamma = 10$ für n = 1 ein kleineres $P_k$ entsteht als für n = 2, 3, 4. Ein solches Verfahren ist gleichbedeutend mit der Ersetzung von $1 - \cos\pi = 2$ durch den „Näherungswert 5" und bedarf wohl keiner weiteren Zurückweisung.

Noch zu einer anderen Stelle des Mayerschen Buches muß ich mich äußern.

Die Formel (36) ist von mir auch für den Gitterstab mit einfachem Strebenzug ohne Querriegel aufgestellt worden, was zunächst überraschen muß, da die Vergitterung I in Abb. 6 auf den ersten Blick einen sichereren Eindruck macht als II. Wenn aber Herr Mayer dieses Ergebnis auf Seite 307 seines Buches als „widersinnig" bezeichnet, so setzt er sich damit in Widerspruch mit seinen eigenen Ausführungen auf Seite 344. Dort wird für die Vergitterung II mit einfachem Strebenzug und III mit gekreuzten Streben dieselbe Knickformel aufgestellt und dann behauptet, daß diese Formel auch für die Vergitterung mit gekreuzten Streben und Pfosten (Anordnung IV) gilt. Es werden also schließlich IV und II als gleichwertig hingestellt. Herr Mayer begründet das mit dem Satze: „Bei diesem System erhalten die Pfosten aus der Querkraft keine Spannung. Sie sind daher wirkungslos und könnten ebensogut wegbleiben"[10]). Nun sind aber bekanntlich in dem statisch unbestimmten Stabwerk IV die Spannkräfte in den Querriegeln keineswegs ganz unabhängig von den Querkräften; wohl aber besteht diese Unabhängigkeit beim Stabwerk I. Worin unterscheiden sich nun I und II hinsichtlich des Näherungswertes für die Knicklast $P_k$? Die Antwort lautet: Bei II hat das Gurtfeld die doppelte Länge wie bei I; es ist also $\alpha$ bei II doppelt so groß wie bei I; das gibt für II größere Zahlen $\mu$ und ein kleineres $J'$. Vor allem aber muß betont werden, daß der Verlauf der Momentenlinien bei den vier hier dargestellten Vergitterungen sehr verschieden und für I besonders ungünstig ist.

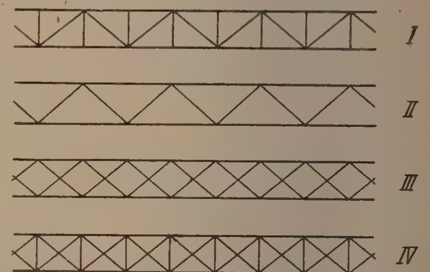


Abb. 6.

Als Bedingung für die Anwendbarkeit der Knickformel wird vielfach (so auch von Herrn Mayer) nur die Forderung aufgestellt, daß die Spannung

$$\sigma=\frac{P_k}{2F}$$

---

8) Für n = 3 liefert (41) in Verbindung mit (35) $P_k = 2720$ t, während aus der genaueren Knickbedingung $P_k = 2960$ t folgt.

9) Die Näherungsformel von Engesser liefert:

$$P_k=\frac{\pi^2 EFh^2}{2l^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{\pi^2}{2n^2}\gamma}+2\frac{\pi^2 EJ}{l^2}=2620 \text{ t};$$

sie geht in Formel (43) über, wenn man $\frac{1}{2}Fh^2$ durch $J_1$ ersetzt und das zweite Glied streicht.

10) Es handelt sich hier um die Berechnung der bekannten Abminderungsziffern von Engesser aus den durch die Querkraft in den Gitterstäben erzeugten Spannkräften und Formänderungen. Hierbei werden in den Knotenpunkten Gelenke angenommen.

innerhalb der Proportionalitätsgrenze liegt. Diese Spannung wird dann als Knickspannung bezeichnet. Das ist aber fehlerhaft, weil hierbei die oft sehr beträchtlichen Biegungsspannungen außer acht gelassen werden.

Ist für unser Zahlenbeispiel n = 23, so ergibt sich $P_k$ = 200 t. Besteht der Stab aus einem Flußeisen, dessen Proportionalitätsgrenze bei $\sigma_P = 2,2$ t/cm² liegt, so ist:

$$P_k : 2F = 200 : 2 \cdot 58,8 = 1,70 \text{ t/cm}^2 < \sigma_p.$$

Unsere Formeln liefern O = 95 t, $\mathfrak{M}$ = 62,5 tcm, und es entstehen deshalb in den Gurtquerschnitten 1, 3, 5 die Randspannungen:

$$\sigma_o = -\frac{95}{58,8} - \frac{62,5}{67,8} = -2,54 \text{ t/cm}^2 > \sigma_p$$

$$\sigma_u = -\frac{95}{58,8} + \frac{62,5}{183,3} = -1,275 \text{ t/cm}^2.$$

Diese Zahlen und die im Beispiel für n = 10 berechneten Randspannungen zeigen, daß mit wachsender Last und zunehmendem Hebelarm a die Proportionalitätsgrenze zuerst nur in einem kleinen Gebiete überschritten wird, nämlich nur in den Gurtquerschnitten 1, 3, 5 und selbst in diesen nur in der Nähe der stärkst gedrückten Ränder. Für den größten Teil des Stabes bleibt die Elastizitätsziffer E zunächst konstant; nur für einen kleinen Teil müssen mittels der Spannungsdehnungslinie Werte E eingeführt werden, die nach Längs- und Querrichtung der Gurtung veränderlich sind. Es wird sogar nicht selten vorkommen, daß an einigen Stellen bereits die Streckgrenze überschritten wird, was sich durch Erscheinen von Fließfiguren kenntlich macht, während im größten Teile des Stabes die Spannungen noch innerhalb der Proportionalitätsgrenze liegen. Dieses Verhalten von Gitterstäben erschwert die Aufstellung zuverlässiger Formeln für den sogenannten unelastischen Bereich[11]). Dazu kommt, daß Druckrichtung und Stabachse nie zusammenfallen und kleine Fehlerhebel selbst bei den besten Versuchsvorrichtungen unvermeidlich sind. Ich berechne jeden Druckstab auf exzentrischen Druck und schließe aus seinem Verhalten an der Proportionalitätsgrenze auf die Gebrauchslast.

---

# EISENBAHNSCHWELLEN AUS EISENBETON.

*Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Oberkassel (Siegkreis).*

***Übersicht.*** Wirtschaftliche Bedeutung der Eisenbetonschwelle. — Ihre bautechnische Entwicklung in Deutschland. — Die Asbestonschwelle, ihre Bauart, ihre technischen und wirtschaftlichen Vorzüge.

Wenn man die Entwicklung betrachtet, die die Eisenbetonbauweise in den wenigen Jahren ihres Bestehens in Deutschland genommen hat, wenn man sieht, wie auch der Betonwerkstein und die Zementwaren sich mehr und mehr im Baufach Eingang verschafft haben, so muß man sich eigentlich wundern, daß es der Eisenbetonschwelle, mit der schon seit vielen Jahren Versuche gemacht worden sind, bis jetzt nicht gelungen ist, eine allgemeinere Verwendung zu finden. Auch das Schrifttum[1]) über die Eisenbetonschwelle weiß nur von Versuchen und verhältnismäßig wenig praktischen Erfahrungen zu berichten. An und für sich ist doch der Eisenbeton zweifellos ein Stoff, der sich infolge seiner großen Härte, langen Lebensdauer und seines großen Gewichtes als Gleisunterlage besonders gut eignen muß, denn ein Verschleiß durch Witterungsverhältnisse oder im Betrieb ist kaum anzunehmen. Die Schwierigkeiten für die Weiterentwicklung der Eisenbetonschwelle lagen auch nicht in dem Material, sondern vor allem in der Befestigungsart der Schienen auf den Schwellen und in der elastischen Auflagerung der Schienen. Gerade in dieser Beziehung sind aber in den letzten Jahren doch so erhebliche Fortschritte gemacht worden, daß es im Hinblick auf die heutige Eisen- und Holzknappheit angezeigt erscheint, die Frage der allgemeinen Verwendbarkeit der Eisenbetonschwelle erneut ernstlich in Erwägung zu ziehen.

Auf Grund der im Jahre 1911 im Betrieb befindlichen Bahnstrecken und unter der Annahme, daß die Lebensdauer einer Schwelle etwa 15 Jahre beträgt und auf 1 km Gleislänge im Mittel 1350 Schwellen kommen, ist der Schwellenbedarf einzelner Länder wie folgt ermittelt worden:

| | | | |
|---|---|---|---|
| In Deutschland . . . . . | jährlich | 5 600 000 | Stück |
| England ohne Kolonien . | ,, | 3 400 000 | ,, |
| Frankreich . . . . . . . | ,, | 4 500 000 | ,, |
| Italien . . . . . . . . . | ,, | 1 600 000 | ,, |
| Schweiz . . . . . . . . | ,, | 300 000 | ,, |
| Holland . . . . . . . . | ,, | 280 000 | ,, |
| Spanien . . . . . . . . | ,, | 1 500 000 | ,, |
| Vereinigte Staaten von Nordamerika . . . . . | ,, | 36 000 000 | ,, |

Bei der Berechnung dieser Bedarfsmengen sind die Nebenbahnen nicht berücksichtigt, da man annahm, daß ein Teil der Schwellen der Hauptgleise nach ihrer Auswechslung noch in den Nebengleisen Verwendung finden. Auch die Neubaustrecken der Vollbahnen, die Anschlußgleise und Industriebahnen sowie das gesamte Straßenbahnnetz sind bei dieser Bedarfsermittlung nicht in Rechnung gezogen. Der tatsächliche Schwellenbedarf der einzelnen Länder wird also sicher erheblich größer sein, als die vorstehenden Zahlen angeben. Fast alle Länder konnten während des Weltkrieges die Unterhaltung der Bahnstrecken nicht in der früher üblichen Weise durchführen und sehen sich deshalb heute und auch in den folgenden Jahren gezwungen, mehr Schwellen auszuwechseln, als dies in den Vorkriegsjahren der Fall war. Man erkennt aus diesen Zahlen, die wie gesagt erheblich überschritten werden, die wirtschaftliche Bedeutung der Schwellenerzeugung im allgemeinen und der Eisenbetonschwellen im besonderen.

Bei der Holzarmut, die in Deutschland infolge der Lieferungen an die Westmächte eingetreten ist und die wir erst recht deutlich zu spüren bekommen werden, ist es ausgeschlossen, daß Deutschland seinen Bedarf an Holzschwellen in einigermaßen einwandfreier Holzbeschaffenheit aus seinen eigenen stark angegriffenen Waldbeständen, also aus dem Inlandsmarkt deckt. Die Auslandsbeschaffung von Holzschwellen aber, die beispielsweise im Jahre 1907 69 vH des Gesamtbedarfs an Holzschwellen betrug, kommt heute überhaupt nicht in Frage. Die Inlandpreise für Holz sind ins Riesenhafte und im Verhältnis stärker als die Preise für Eisen und Zement gestiegen.

Auch die ausreichende Belieferung mit Eisenschwellen scheint in der heutigen Zeit unmöglich. Nach einer Bekannt-

---

11) In meiner ersten Arbeit (E. S. 447) hatte ich für diesen Bereich, selbstverständlich nur für größere Feldzahlen, die Formel $P_k = \varkappa \varkappa' P_T$ vorgeschlagen, wo $P_T$ die Tetmajersche Knicklast für den vollwandig gedachten Stab bedeutet. Ich habe aber diese Formel längst aufgegeben und deshalb auch nicht in meine Neueren Methoden übernommen.

1) Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, 8. Band. Eisenbahnschwellen. Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin. — Geh. Baurat Ernst Hoefer „Die Entwicklung der Eisenbetonschwelle für Bahnen". Vortrag gehalten vor dem Bezirksverein deutscher Ingenieure am 25. November 1921 in Hannover. — „Die Asbestonschwelle", Zement 1922, Nr. 18. — Geh. Baurat Wambsganss „Zur Unterhaltung des Gleisoberbaues mit besonderer Berücksichtigung der Verwendung von Asbestonschwellen". Glasers Annalen für Gewerbe und Bauwesen, Band 79, Nr. 941. — Geh. Baurat Wambsganss „Wirtschaftliche Vorteile der Asbestonschwelle", Technik und Wirtschaft, Monatsschrift des Vereins deutscher Ingenieure, 9. Jahrgang 1920, Heft 3.

machung des Reichsverkehrsministers in den „Berliner politischen Nachrichten" aus dem Jahre 1921 wurden z. B. an Schienen, Eisenschwellen und Kleineisenzeug

| | | | |
|---|---|---|---|
| für Mai 1921 | bestellt 40 000 t, | geliefert aber nur | 33 881 t |
| „ Juni 1921 | „ 40 000 „ | „ „ „ | 29 266 „ |
| „ Juli 1921 | „ 27 000 „ | „ „ „ | 22 231 „ |
| zusammen also | „ 107 000 t, | „ „ „ | 85 378 t, |

d. i. 80 vH. Die Beschaffung der Eisenschwelle wird durch den Mangel an Kohle und Rohstoffen in ungünstiger Weise beeinflußt; überdies stellt sich die Eisenschwelle im Preise erheblich höher als die Eisenbetonschwelle.

Diese Umstände lassen es geboten erscheinen, daß sich die Fachwelt und vor allem die maßgebenden Eisenbahnbehörden erstlich mit der Frage befassen, inwieweit neben der Holz- und Eisenschwelle die Eisenbetonschwelle zur Deckung des Bedarfs herangezogen werden kann. Im Jahre 1914 hat der Verband deutscher Eisenbahnverwaltungen eine Umfrage veranstaltet, um die mit Eisenbetonschwellen gemachten Erfahrungen festzustellen[2]). Nur fünf Eisenbahnverwaltungen hatten bis dahin Versuche mit Eisenbetonschwellen vorgenommen und die Anfrage in dem Sinne beantwortet, daß von allen Bauarten, mit denen Versuche auf Vollspurbahnen gemacht worden waren, keine den Anforderungen zu entsprechen schien, insbesondere nicht in Schnellzuggleisen. Es ist fraglich, ob dieses Ergebnis mit Bezug auf die Eisenbetonschwelle auch heute noch in vollem Umfang als gültig angesehen werden kann.

Die erste Eisenbetonschwelle wurde von Monier in Paris entworfen und ihm patentiert. Sie hatte wie alle Konstruktionen des französischen Gärtners eine große Menge Eiseneinlagen, die nicht nach wissenschaftlichen Grundsätzen eingelegt waren, und sie ist praktisch wohl kaum verwendet worden. Sie hat aber eine große Anzahl von anderen Systemen und Patenten in Frankreich und in anderen Ländern, ganz besonders in Amerika, zur Folge gehabt.

In Deutschland war wohl die erste im Betrieb verwendete Querschwelle diejenige der Dyckerhoff & Widmann, A.G., Nürnberg. Sie wurde im Jahre 1906 probeweise auf der zweigleisigen Strecke Nürnberg—Bamberg verlegt. Die Schwelle besaß trapezförmigen Querschnitt und hatte die Abmessungen der üblichen Holzschwellen. Die Bewehrung bestand aus 2 Rundeisen von 8 mm Durchmesser im oberen Teil des Querschnittes. Die untere Bewehrung bildeten Saumwinkel von 20/30 mm, die zu einem geschlossenen Rahmen zusammengefügt waren. Diese Winkeleisen sollten die Schwelle gegen die Schläge der Stopfhacke schützen, waren aber nicht in der Lage, die unter dem Schienenfuß auftretenden Zugspannungen wirksam aufzunehmen. Der Schienendruck wurde durch einen besonderen, in den Beton eingebetteten Auflagerstuhl auf die Schwelle übertragen. Dieser Auflagerstuhl bestand aus zwei trapezförmig gebogenen Rahmen aus Flacheisen, auf dem eine 10 cm starke Eisenplatte festgenietet war. Auf dieser wurde wie bei den Eisenschwellen eine Unterlagsplatte befestigt. Zur Aufnahme der Schwellenschrauben waren mittels zweier Kästchen aus verzinktem Eisenblech Hohlräume im Beton ausgespart. Der Auflagerstuhl bewirkte eine gute Druckübertragung nach unten. Da aber kein Querverband vorhanden war, knickten die dünnen Flacheisen aus und der anschließende Beton wurde abgesprengt. Die ersten Risse wurden in Schwellenmitte festgestellt, weil dort besonders große Zugspannungen auftraten. In der Sandbettung haben sich die Schwellen besser gehalten wie in der Schotterbettung, da bei dieser die Unterlage nicht so gleichmäßig war. In beiden Bettungen lag das Gleis in wagerechter wie in lotrechter Richtung 5 Monate lang gleich gut. An diese ersten Versuche schlossen sich alsdann weitere Versuche mit stärker bewehrten Schwellen an.

Eine andere Schwelle der Dyckerhoff & Widmann, A.G., wurde auf Bahnhof Pirna i. Sa. versuchsweise verlegt. Ihr Querschnitt war in Schwellenmitte T-förmig, am Schienenlager rechteckig. Die Bewehrung bestand aus drei Rundeisen von 14 mm Durchmesser oben und aus fünf Rundeisen von 10 mm Durchmesser unten. Zur Schienenbefestigung dienten Holzdübel. Eine dritte Art von Eisenbetonschwellen der Dyckerhoff & Widmann, A.G. wurde im Jahre 1908/1909 auf der staatlichen Straßenbahn Dresden—Kötzschenbroda eingebaut. Die Schwellen waren der italienischen Bauart nachgebildet. Die Schwellenschrauben saßen in Dübeln aus Buchenholz, die Schienen ruhten auf Eichenholzklötzen. Auf einer zweiten Probestrecke des Bahnhofes Pirna wurde die Asbestonschwelle der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig, eingebaut.

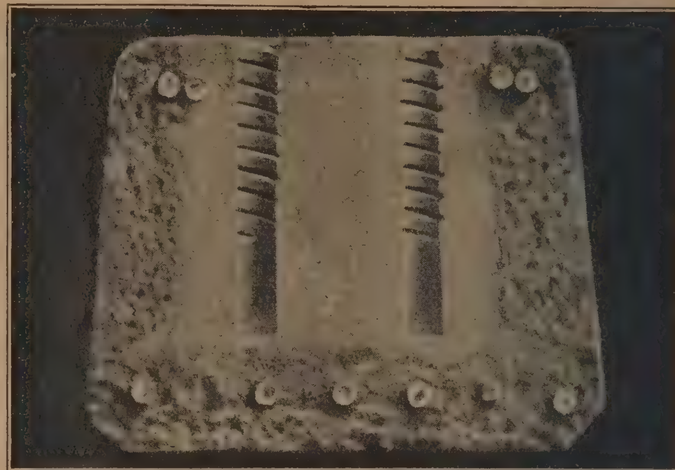


Abb. 1.

Das wesentliche bei der Asbestonschwelle ist, daß die Schienenauflager aus Asbeston, einer Mischung aus Zement und Asbest, hergestellt werden. Der Asbeston läßt sich bohren und schneiden, überhaupt wie Hartholz bearbeiten, so daß die Befestigung der Schienen auf den Asbestonschwellen genau in der gleichen Weise erfolgen kann, wie bei den Holzschwellen. Gleichzeitig wird durch die Asbestonkissen (Abb. 1) ein elastisches Schienenauflager geschaffen. Die Schwelle hatte eine Länge von 2,70 m und 180 kg Gewicht. Sie war 20 cm hoch und 24 cm breit, ging also über die üblichen Holzschwellenabmessungen noch hinaus. Um an Baustoff zu sparen, war der Querschnitt etwa T-förmig gewählt (Abb. 2) und der Schwellenkopf schräg beschnitten. Die Eisenbewehrung bestand aus 6 Rundeisen von 5 mm und 5 Rundeisen von 10 mm Durchmesser. Der Verbund wurde durch Bügel und Verteilungseisen verbessert. Neuartig war die Art der Schienenbefestigung.

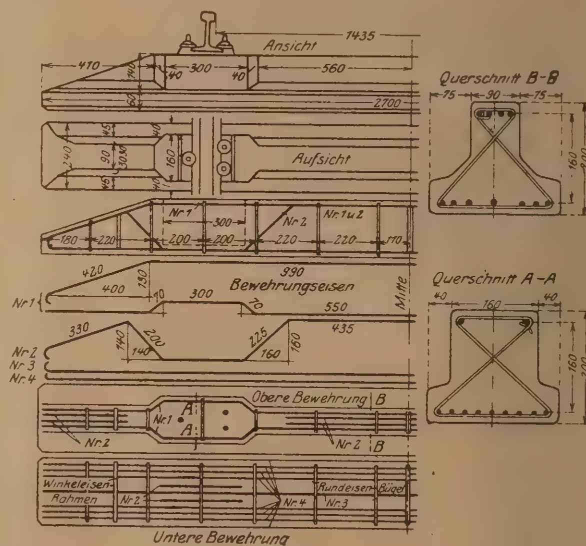



Abb. 2.

[2]) Vgl. „Beton u. Eisen" 1915, S. 130.

In der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule zu Dresden wurde eine Reihe von Versuchen durchgeführt, um Gewißheit über den Verbund zwischen Asbeston und dem übrigen Beton und über die Haftung des Eisens in der Asbestonmasse zu erlangen. Bei diesen Versuchen haben sich die Eisenbetonschwellen als einheitliche Verbundkörper erwiesen. Die Asbestonschienenauflager zeigten eine große Elastizität und Widerstandsfähigkeit gegen stoßweise Belastung. Der Widerstand der Schwellenschrauben gegen Herausziehen war so stark, daß eine Lockerung nur bei Überanstrengung und unter Zersprengung des Materials möglich war.

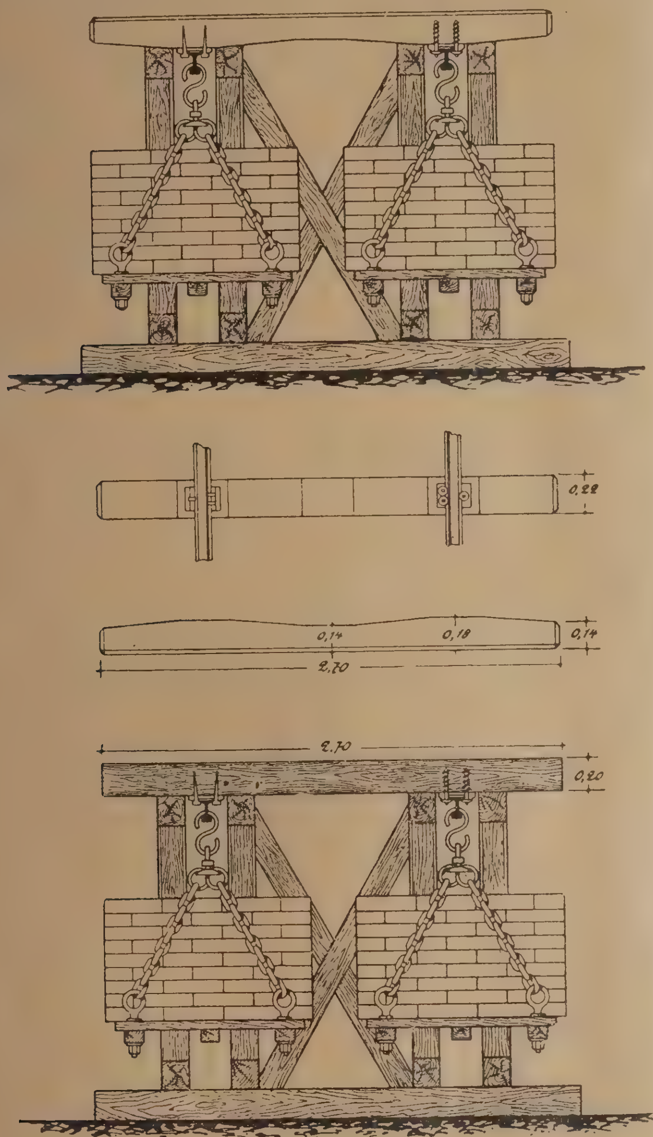



Abb. 3.

Die Abb. 3 zeigt das Festhaften von Schienennägeln und Schienenschrauben in den Asbestoneinsätzen im Vergleich zu Kiefernholzschwellen.

Die Belastungen, die bei der Kiefernholzschwelle die Schienennägel bzw. die Schienenschrauben vollständig herausgezogen haben, haben bei der Asbestonschwelle nicht die geringste Lockerung der Nägel bzw. Schrauben zu bewirken vermocht.

Die bei den ersten Ausführungen der Asbestonschwellen gewählte Form des Eisenbetonkörpers erwies sich als nicht zweckmäßig, auch fehlten zunächst genügende Erfahrungen in der Herstellung der Asbestoneinsätze („Kissen"), so daß man über große Unregelmäßigkeiten in der Wirksamkeit dieser Kissen zu klagen hatte. Nach eingehenden Versuchen wurden im Jahre 1913 mit einer abgeänderten Schwellenform wieder größere Probestrecken verlegt, und zwar zunächst bei den schwedischen Eisenbahnen 500 Schwellen und sodann bei den sächsischen Staatsbahnen zwei Probestrecken mit je 500 Schwellen in Hauptgleisen mit stärkstem Schnellzug- und Personenverkehr. Die eine dieser Probestrecken liegt bei Station Leisig auf der Strecke Borsdorf—Coswig in einer sehr scharfen Kurve auf einem Damm, die zweite bei Station Potschappel auf der Strecke Dresden—Werdau, und zwar zum großen Teil auf einem frisch geschütteten Damm, der infolge starker Setzungen wiederholt nachgeschüttet werden mußte. Diese Probestrecke zeigt also die Verhältnisse einer Neubaustrecke und läßt Schlüsse über die Verwendbarkeit der Asbestonschwelle bei Neubaustrecken zu.

An diese Versuche schloß sich in den Jahren 1913/14 eine Reihe von Verwendungen auf verschiedenen Vollbahnen, Straßenbahnen, Industrie- und Anschlußgleisen in Österreich, Ungarn, Schweden und in den Kolonien an. Während des Krieges wurde die weitere Herstellung der Asbestonschwelle vollständig lahmgelegt, und es konnte in dieser Zeit auch der Unterhaltung der bereits verlegten Probestrecken nur geringere Aufmerksamkeit gewidmet werden. Um so bemerkenswerter sind die 8- bis 9jährigen Betriebserfahrungen, die auf den Probestrecken gemacht wurden. Die betreffenden Bahnverwaltungen, die die Schwellen probeweise verlegen ließen, haben sich alle dahin ausgesprochen, daß die Betriebssicherheit vorhanden war, daß die Schienenschrauben trotz stärkster Beanspruchung unverrückbar in den Asbestoneinsätzen festsaßen und daß sich die Asbestoneinsätze mit dem Beton der Schwellen zu einem einheitlichen untrennbaren Ganzen verbunden hatten. Es wurde festgestellt, daß die Eisenbetonschwellen fest und sicher lagen und ein ruhiges stoßfreies Fahren ermöglichten sowie gegen Witterungseinflüsse unempfindlich waren, ferner auch, daß die Asbestonschwellen unbedenklich auch bei Neubaustrecken Verwendung finden können.

Ebenso wichtig für den Eisenbahnoberbau, aber vielleicht noch wichtiger wie die Feststellung der positiven Eigenschaften der Asbestonschwelle war die Ermittlung ihrer Mängel und die Erkenntnis der Ursachen dieser Mängel, um ihnen in der Folge vorbeugen zu können.

Die Eisenbetonschwelle an sich hat sich, soweit sie sachgemäß behandelt wurde, durchaus bewährt; es hat sich aber gezeigt, daß bei der Herstellung des Schwellenkörpers große Sorgfalt erforderlich ist und daß die Eisenbetonschwelle in der Ausführung durchaus als Qualitätsware behandelt werden muß.

Der weitaus größte Teil der aufgetretenen Mängel ist auf die Asbestonkissen zurückzuführen; diese waren zum Teil nicht genügend widerstandsfähig, so daß sich die ohne Unterlagsplatten verlegten Schienen teilweise in die Asbestonkissen eingefressen haben, während andererseits Asbestonkissen auch durch die Stoßwirkung nicht genügend befestigter Unterlagsplatten mit der Zeit zerstört oder wenigstens angegriffen wurden. Stellenweise ließ auch die monolithische Verbindung zwischen Asbestonkissen und Eisenbeton der Schwelle zu wünschen übrig.

Alle diese Mänge sind ausnahmslos auf Fehler in der Zusammensetzung, der Zubereitung sowie der Art des Einbringens des Asbestons zurückzuführen; Versuche haben gezeigt, daß eingeschlemmter Asbeston bei sonst gleicher Zusammensetzung eine um ungefähr 50 vH geringere Widerstandsfähigkeit besitzt als richtig zubereiteter Asbeston. Durch eingehende Versuche ist inzwischen die richtige Art der Zubereitung und Einbringung des Asbestons festgestellt worden, so daß die bisherigen Mängel für die Folge als endgültig beseitigt anzusehen sind.

Von besonderer Wichtigkeit war die Erkenntnis, daß die Ursache des ruhigen Fahrens auf Asbestonschwellen weniger in dem Auflager der Schiene auf dem elastischen Asbestonkissen, als in der Hauptsache darin zu suchen ist, daß die die Stöße des Rades aufnehmenden Schienenschrauben in dem elastischen Asbestonkissen eingeschraubt sind und dadurch gewissermaßen als stoßausgleichende Puffer wirken. Infolge

dieser Erkenntnis hat man die großen Asbestonkissen verlassen und für die neue Bauart der Asbestonschwellen nur Asbestoneinsätze an den Stellen, die die Schienenschrauben aufzunehmen haben, angeordnet.

Für die Herstellung dieser Asbestoneinsätze ist ein besonderes patentrechtlich geschütztes Verfahren ausgearbeitet worden, welches die monolithische Verbindung der Asbestoneinsätze mit dem Eisenbeton der Schwelle zwangsläufig und unabhängig von der größeren und geringeren Sorgfalt des betreffenden Arbeiters sicherstellt, so daß die größte Sicherheit für zuverlässige Herstellung gewährleistet ist.

Die Schutzrechte für Deutschland besitzt die Deutsche Asbestonwerke A.-G., Köln. Nach den Betriebserfahrungen auf den Probestrecken sind die beobachteten Mängel beseitigt und die Asbestonschwellen in einer Art und Weise ausgebildet worden, daß man wohl erwarten kann, daß sie allen Anforderungen des praktischen Betriebes entsprechen werden.

Das Gewicht der Schwellen beträgt je nach der Länge und dem Raddruck 220—280 kg. Das Gewicht der Eichenschwelle ist 90—100 kg, der Buchenschwelle 80—90 kg, der Kiefernschwelle 75—85 kg und der Eisenschwelle 60—75 kg. Die Asbestonschwelle ist also nahezu viermal so schwer als die Eisenschwelle und 2½ bis 3mal so schwer, als die Holzschwelle. Daraus folgt, daß sie den Schienen ein erheblich ruhigeres Auflager zu bieten vermag, als die Eisen- oder Holzschwelle.

Die bisherigen Versuche haben zu der in Abb. 4 typisch dargestellten Bauart der Schwellen geführt.

Die Schwellen lassen sich bequem herstellen und leicht handhaben. Rundeisenbewehrungen sind im allgemeinen nur in gerader Linie angeordnet. Das Profil der Schwellen bleibt bei Vollbahnen stets das gleiche. Den verschiedenen Raddrücken wird durch entsprechende Bemessung der Rundeisen Rechnung getragen. Bei Nebenbahnen kommen je nach der Beanspruchung und den Spurweiten Profile von geringeren Abmesungen zur Anwendung.

Die Länge der zur Zeit bei Vollbahnen verwendeten Holz- und Eisenschwellen wechselt zwischen 2,30 und 2,70 m. Die Länge der Asbestonschwelle soll so bemessen sein, daß in Rücksicht auf Materialersparnir des gleichbleibende Querschnitt der prismatischen Schwelle in den Punkten der größten Momente gleich beansprucht wird, d. h. daß die Momente in der Schwellenmitte und am Schienenauflager bei der auf der ganzen Länge aufliegenden Schwelle einander gleich werden.

Bezeichnet

P den Schienendruck auf die Schwelle,
$M_o$ das Moment in der Schwellenmitte bei gleichmäßiger Auflagerung auf der ganzen Länge der Schwelle,
Ma das Moment am Schienenauflager,
s die Entfernung von Schienenmitte zu Schienenmitte,
a den Abstand von Schienenmitte bis Außenkante der Schwelle,
$l = s + 2a$ die Gesamtlänge der Schwelle,

so wird unter der Voraussetzung, daß sich der Schienendruck P je zur Hälfte gleichmäßig auf die Schwellenstücke a und $\frac{s}{2}$ verteilt.

$$M_o = \frac{P}{4} \cdot \left[\frac{s}{2} - a\right]$$

$$Ma = \frac{P}{4} \cdot a$$

durch Gleichsetzung dieser Werte erhält man:

$$a = \frac{s}{4}$$

und daraus

$$l = \frac{3}{2} \cdot s$$

Die wirtschaftlich und statisch günstigste Länge der Schwelle ist also unabhängig vom Schienendruck gleich der anderthalbfachen Entfernung der beiden Schienenmitten.

Dementsprechend ist die Länge der Asbestonschwelle für Vollbahnen zu 2,20 m festgesetzt worden.

Zur Vermeidung von Biegungsmomenten soll die Asbestonschwelle nur an den Enden, d. h. von Schienenmitte bis zur Außenkante und auf gleiche Länge zur Schwellenmitte hin unterstopft werden, während die Mitte der Schwelle nicht unterstopft wird. Bei einer normalen Schwelle von 2,20 m Länge beträgt demnach die in der Mitte freibleibende nicht zu unterstopfende Länge etwa 66 cm. In welchem Umfang durch Verminderung der Schwellenlänge von 2,70 auf 2,20 m an Bettungsmenge und Kronenbreite des Bahnunterbaues gespart werden kann, werden weitergehende praktische Erfahrungen lehren müssen.

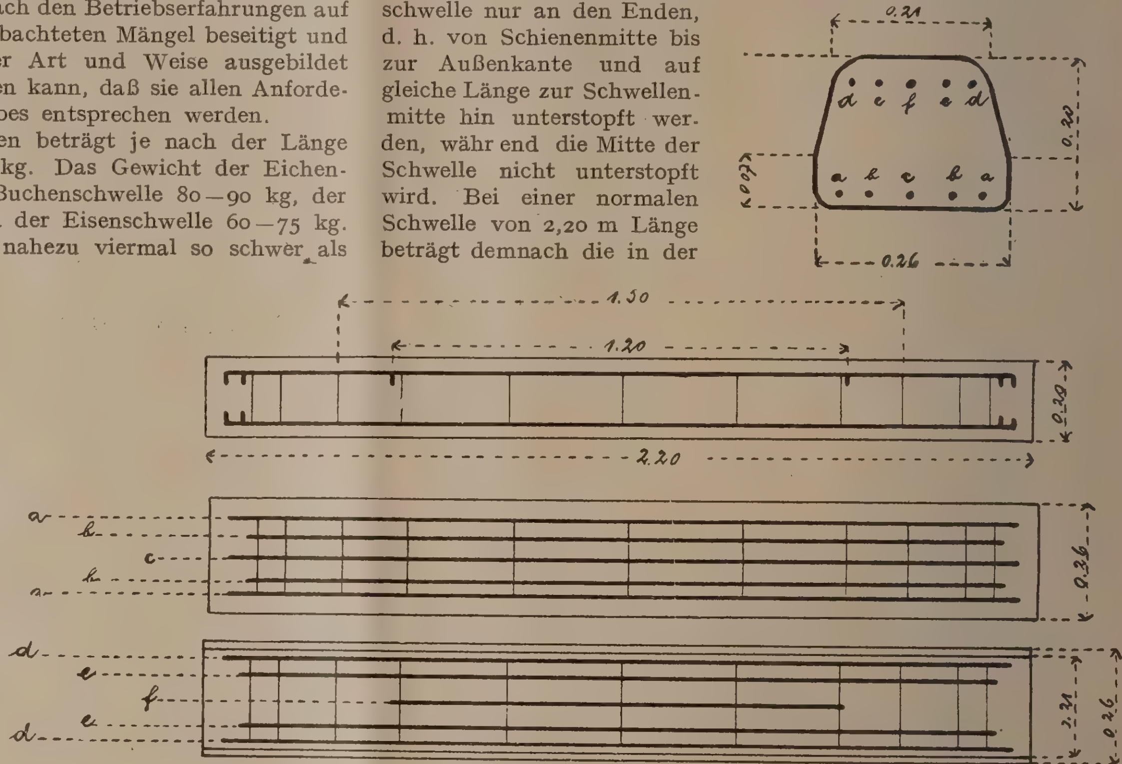



Abb. 4.

Die Asbestonschwelle kann unmittelbar auf gewachsenen Kies- oder Sandboden verlegt werden, so daß die Unterstopfung und Unterhaltung vollständig wegfällt.

Die Asbestonschwelle stellt die geringsten Anforderungen an die Beschaffenheit des Bettungsmaterials; da sie gegen Feuchtigkeit unempfindlich ist, kann sogar etwas lehmiger Grubensand ohne Bedenken als Bettungsmaterial Verwendung finden. Bei der unbedingt ruhigen Lage der schweren Asbestonschwelle ist jeder Verschleiß des Bettungsmaterials ausgeschlossen, und damit fällt dessen zeitweise Erneuerung fort.

Die Unterhaltungskosten der Asbestonschwelle sind daher geringer als bei Holz- oder besonders bei Eisenschwellen, ein Umstand, der bei den heutigen Verhältnissen, wo alle Bahnverwaltungen auf möglichste Verminderung der Betriebskosten hinzuwirken bestrebt sein müssen, von ausschlaggebender Bedeutung ist. Die Tatsache der geringen Unterhaltungskosten wird durch die bisherigen Erfahrungen ausnahmslos bestätigt, die ziffernmäßige Feststellung ist aber nur bei Betriebsstrecken von erheblicher Länge möglich; die bis jetzt liegenden Versuchsstrecken genügen wohl für die Feststellung der Betriebssicherheit, für die Ermittlung der Betriebskosten sind sie aber nicht ausreichend.

Neuerdings sind weitere Versuche im Gange, zunächst bei einigen Strecken mit geringerem Raddruck, die eisernen Unterlagsplatten durch Auflagen aus Stahlbeton zu ersetzen, wodurch eine wesentliche Kostenersparnis erzielt würde. Der nach dem Verfahren von Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, hergestellte Stahlbeton verbindet sich monolithisch mit der Schwelle, so daß die bei der Unterlagsplatte mögliche Eigenbewegung wegfällt und damit eine wesentliche Festigung des Schienenauflagers erreicht wird.

Die freie Lagerung der Asbestonschwelle in der Mitte bedingt eine Erhöhung des Bettungsdruckes, der aber für normalen Schienendruck noch immer in den zulässigen Grenzen bleibt; jedenfalls haben sich in dieser Beziehung bis jetzt noch nirgends Übelstände ergeben. Man hat es aber völlig in der Hand, durch entsprechende Verbreiterung des Schienenauflagers den Bettungsdruck beliebig herabzusetzen. Die Bauart für solche Schwellen ist vollständig durchgearbeitet, doch fehlen noch Betriebserfahrungen darüber, da solche nur bei Vollbahnen mit Schnellzugsbetrieb, für welche diese Bauart ausschließlich bestimmt ist, gewonnen werden können.

Für die Beurteilung der voraussichtlichen Lebensdauer der Asbestonschwelle sind die vorliegenden 8- bis 9jährigen, unter den verschiedensten Verhältnissen gewonnenen Erfahrungen von ausschlaggebender Bedeutung, weil sich in dieser langen Beobachtungszeit kein einziger Fall feststellen ließ, in dem aufgetretene Mängel auf die Wirkung der Zeit zurückgeführt werden konnten. Sämtliche Mängel sind ausnahmslos durch Fehler der Herstellung verursacht worden.

Man darf es also durch die bisherigen Erfahrungen als erwiesen ansehen, daß eine Beschränkung der Lebensdauer durch Abnützung oder Veränderung der Baustoffe bei der Asbestonschwelle ausgeschlossen ist.

In allgemein wirtschaftlicher Beziehung ist noch darauf hinzuweisen, daß sämtliche Baustoffe der Asbestonschwelle mit Ausnahme des geringen Bedarfs an Asbest, im Inland gewonnen werden, daß die aufzuwendende Arbeit im Inland geleistet wird, so daß wir hinsichtlich der Deckung des Schwellenbedarfs durch die Asbestonschwelle vom Ausland unabhängig werden.

Wir dürfen daher die Asbestonschwelle in ihrer heutigen Bauart sowohl in technischer als auch in wirtschaftlicher Beziehung als ein neues hochwertiges Erzeugnis der Eisenbetonindustrie ansprechen, dessen Förderung jedoch nur durch Anwendung im großen möglich ist, und es ist zu wünschen, daß die maßgebenden Stellen dem Gewicht der vorhandenen Tatsachen allmählich Rechnung tragen.

Bei Privatbahnen und in der Industrie hat die Asbestonschwelle schon in großem Umfang Eingang gefunden, so ist z. B. die Aachener Kleinbahn im Begriff, 15 km Gleis von 1 m Spurweite mit Asbestonschwellen auszurüsten. Ferner werden die Köln-Bonner Eisenbahn (Rheinuferbahn), die Bonner Straßenbahn und andere Bahnen zum Teil größere Versuche mit Asbestonschwellen durchführen. Bei der Industrie, insbesondere im rheinischen Braunkohlenrevier und im rheinisch-westfälischen Industriebezirk hat die Asbestonschwelle schon in großem Umfange Verwendung gefunden, insbesondere in Anschlußgleisen, in Gleisen unter Kohlenwäschen, ferner unter Tag in Grubengleisen für Kettenbahnanlagen usw.

Das sächsische Brücken- und Oberbaubüro, das in Deutschland die ersten Versuche mit Asbestonschwellen in mustergültiger Weise durchgeführt und die in die Erscheinung getretenen Mängel als Ausführungsfehler festgestellt hat, sagt in seinem Gutachten, daß sich aus der Asbestonschwelle eine brauchbare Schwelle entwickeln könne. Nach eingehender Prüfung des gesamten, heute vorliegenden Erfahrungsmaterials kann man annehmen, daß die neue Bauart der Asbestonschwelle diese brauchbare Schwelle darstellt, daß sie über den Rahmen des Versuches hinausgewachsen und zur Anwendung im großen reif ist.

Der Eisenbetontechniker hat bezüglich der Asbestonschwelle seine Aufgabe erfüllt, jetzt hat der Eisenbahnoberbauer das Wort, um die erforderlichen Betriebserfahrungen zu sammeln und insbesondere auch die zweckmäßigste Art der Verlegung herauszuarbeiten.

---

# DIE BERECHNUNG DER STÜTZMAUERN BEI DER WIRKUNG EINER EINZELKRAFT.

*Von Ing. G. Kriwoschein, Professor, Petersburg, dzt. Prag.*

In einigen Werken über die Berechnung der Stützmauern, bei der Wirkung einer Einzelkraft, finden sich Ungenauigkeiten, die wir hier aufzuklären versuchen.

1. Einleitung. Für die Berechnung des Erddruckes von der Belastung, die auf der Erdlinie liegt, muß man nach der Methode von Prof. Müller-Breslau die Überlasten in gleichartige Erde verwandeln. Die Wirkung der Einzellasten, die infolge des Verkehrs von Fahrzeugen auf Gleisen und dgl. entstehen, können wir als eine gewisse gleichmäßig verteilte Belastung annehmen. Mithin untersuchen wir auch die folgenden Fragen: 1. was für eine Wirkung hat die Belastung auf die Stützmauer, wenn sie zwischen der Gleitfläche und der natürlichen Böschung liegt, und 2. wie wirkt die Belastung auf die Stützmauer, wenn sie außerhalb des Erddruckprismas, d. h. außer der natürlichen Böschung liegt?

Auf die erste Frage müssen wir natürlich eine positive Antwort geben, da jede Belastung, welche zwischen der Mauer und der Böschung liegt, ohne Zweifel ihre Wirkung auf die Mauer überträgt, infolgedessen die Größe des Erddruckprismas berechnet werden kann; auch vom theoretischen Gesichtspunkt aus, im Umfange der Theorie von Coulomb, fordert diese Frage die Betrachtung der ganzen Belastung, welche zwischen der Mauer und der Böschung liegt, da die Gleitfläche aus der Bedingung bestimmt werden muß, daß der größte mögliche Erddruck auf die Mauer wirken soll.

Prof. G. Mehrtens schreibt in der I. Auflage seines Buches (Statik und Festigkeitslehre, II. Band, 1914, Seite 291 u. f.) ohne Beweis, daß die Belastung außerhalb der Gleitfläche auf die Mauer nicht wirkt. Nach der Anmerkung von Prof. Müller-Breslau (s. Erddruck auf Stützmauern, 1906, Seite 72) hat Prof. Mehrtens diesen Fehler beseitigt, und schon in der II. Auflage (1912, III. Band, Seite 95) nimmt er für die Rechnung nicht nur die zwischen der Gleitfläche und der Böschung liegende Belastung an, sondern auch die Belastung, welche sich außerhalb der Böschung befindet.

Bei der Beantwortung der zweiten Frage können wir der letzten Methode von Prof. Mehrtens nicht folgen, da wir die Gesetze der elastischen Wirkung der Belastung auf die Mauer, die außerhalb der Böschung liegt, nicht kennen, und deshalb müssen wir die Wirkung nur jener Belastung berücksichtigen, welche zwischen der Mauer und der Böschung liegt. Im Gegenfall könnten wir eine unrichtige Lösung bekommen, daß eine unendlich kleine Belastung, die in unendlicher Entfernung von der Mauer liegt, auf die Mauer wirkt.

2. Die gleichmäßig verteilte Vollbelastung bei der ebenen Wand und der geraden Erdlinie. Der Theorie von Prof. Müller-Breslau folgend, bestimmen wir zuerst den Erddruck nur von dem Erdreich ohne Belastung, und dann vergrößern wir den erhaltenen Erddruck auf

$$\left(1+\frac{2\,h_0}{h}\right)$$

wobei

h die Höhe der Wand ist,

$h_0$ die Höhe der Belastung, die in Erde verwandelt ist.

Dann ist der volle Erddruck gleich

$$E = \frac{1}{2}\gamma\left(1 + \frac{2\,h_0}{h}\right) f\,e \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (1$$

wo $\gamma$ das Gewicht der Kubikeinheit des Erdreiches, f und e die Grundseite und die Höhe des Erddruckdreiecks sind.

3. Die Wirkung einer Teilbelastung. Zahlenbeispiel, Abb. 1. Wir setzen voraus, daß die Einzellast über eine gewisse Breite der Erdlinie gleichmäßig verteilt ist. In der Abb. 1 sind zwei solcher Erdlasten in beliebigen Stellungen B—1, 2—3 dargestellt. Für eine gleichmäßige Überlast der Höhe $h_0 = 3$ m ist die gleichwertige Erdlinie festgelegt worden.

und der Belastung nach Abb. 2 b,

$E_2 = \gamma\,\omega_2\,\left(1 + \frac{2\,h_1}{h}\right)$ den vollen Erddruck von dem Erdreich und der Belastung nach Abb. 2 c,

wo

$\omega_0$, $\omega_1$, $\omega_2$ die Flächen der Druckdreiecke,

$\gamma$ das Gewicht der Kubikeinheit des Erdreiches

bedeuten. Dann erhalten wir:

$$E = E_0 + E_1 - E_2$$

$$E = \gamma\left[\omega_0 + (\omega_1 - \omega_2)\left(1 + \frac{2\,h_0}{h}\right)\right] \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (2$$

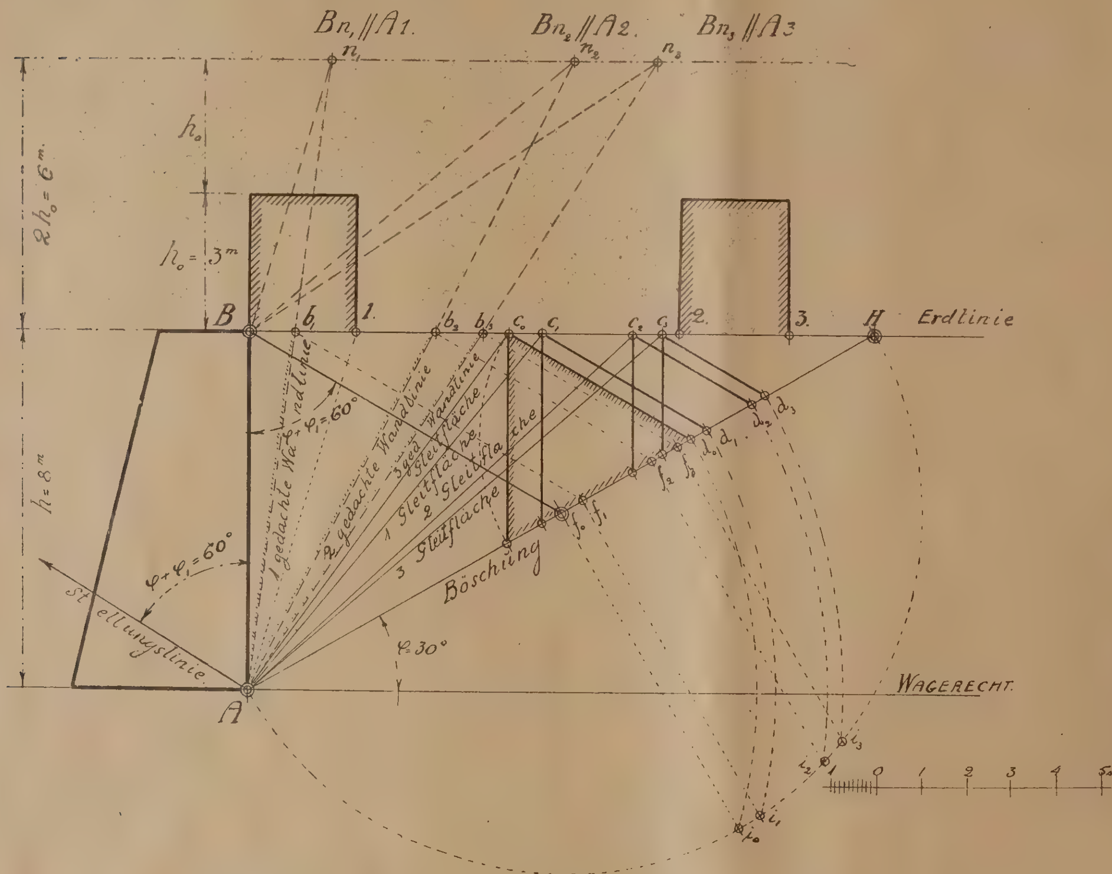



Abb. 1.

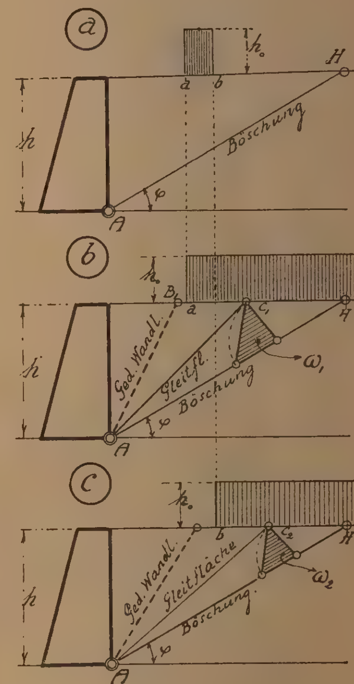



Abb. 2.

Nehmen wir an:

$h = 8$ m die Höhe der Wand mit lotrechter Wandlinie,

$\varphi = 30^0$ der Winkel der natürlichen Böschung,

$\varphi_1 = 30^0$ der Reibungswinkel für die Erde und die Wand,

$\varphi + \varphi_1 = 60^0$.

Die Wirkung der Einzellast über die Breite ab (Abb. 2a) können wir als die Differenz der Wirkungen zweier gleichmäßig verteilten Belastungen darstellen, von denen die eine auf der Strecke von dem Anfang der Belastung a bis zum Ende der Belastung $H_1$ liegt (Abb. 2 b) und die andere auf der Strecke vom Ende der Belastung b bis zum Ende der Belastung H (Abb. 2 c). Die Drücke des Erdreichs selbst, aber ohne Belastung, heben sich miteinander auf, da sie in beiden Ausdrücken auftreten; infolgedessen ist es notwendig, den Druck von dem Erdreich selbst ohne Belastung gesondert zu berechnen.

Wir bezeichnen mit:

E den gesuchten vollen Erddruck von dem Erdreich und der Belastung (Abb. 2 a),

$E_0 = \gamma\,\omega_0$ den Erddruck von dem Erdreich ohne Belastung,

$E_1 = \gamma\,\omega_1\,\left(1 + \frac{2\,h_0}{h}\right)$ den vollen Erddruck von dem Erdreich

Für das gegebene Beispiel (Abb. 1) zeichnen wir die Linien $Bn_1$, $Bn_2$, $Bn_3$, welche den Linien A 1, A 2, A 3 parallel sind; verbinden wir mit dem Punkte A die Punkte $n_1$, $n_2$, $n_3$, welche auf einer Geraden liegen, die von der Erdlinie um die Höhe $2\,h_0$ entfernt ist; so geben die Schnittpunkte $b_1$, $b_2$, $b_3$ mit der Erdlinie das Ende der gedachten Wandlinien. Nach den bekannten Grundsätzen zeichnen wir die Linien von den Punkten $b_1$, $b_2$, $b_3$ als Parallele zur Stellungslinie bis zur Böschungslinie usw. Über die Punkte $c_1$, $c_2$, $c_3$ sollen die gesuchten Gleitflächen bei der gegebenen Belastung der Erdlinie gehen. Der Punkt $c_0$ bestimmt die Stellung der Gleitfläche ohne Wirkung der Belastung.

In dem gegebenen Beispiel ergeben sich alle Druckdreiecke als gleichseitige; daher erhält man die Fläche:

$$\omega = \sin 60^\circ \cdot \frac{e^2}{2} = 0{,}433\,e^2,$$

wo e die Seite des Dreiecks ist.

Der Erddruck wird dann gleich:

$$E = \gamma\,\omega = 0{,}433\,\gamma\,e^2.$$

Im vorliegenden Beispiel erhalten wir: $e_0 = 4{,}70$ m, $e_1 = 4{,}22$ m, $e_2 = 3{,}10$ m, $e_3 = 2{,}72$ m. Der Erddruck nach der Formel (2) ist gleich:

$$E = 0{,}433\,\gamma\left[e^2 + \left(1 + \frac{2h_0}{h}\right)\left(e_0^2 - e_1^2 + e_2^2 - e_3^2\right)\right]$$

$$= 0{,}433\,\gamma\left[4{,}70^2 + \left(1 + \frac{2\cdot 3}{8}\right)(4{,}70^2 - 4{,}22^2 + 3{,}10^2 - 2{,}72^2)\right]$$

$$= 0{,}433\,\gamma\,(22{,}09 + 11{,}36) = 0{,}433 \cdot 33{,}45\,\gamma.$$

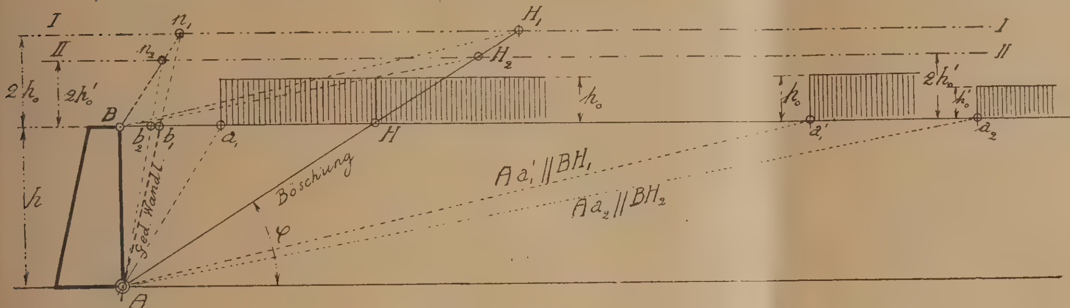



Abb. 3.

Anmerkung. Prof. Mehrtens (Statik und Festigkeitslehre, III. Band, II. Auflage, Seite 95) hat das vorliegende Beispiel auf eine etwas andere Weise untersucht; er berücksichtigt sogar die Belastung, welche außerhalb der Grenze der Böschung liegt. Es ist leicht zu beweisen, daß eine ähnliche Voraussetzung unrichtig ist.

Für die Bestimmung der Richtung der gedachten Wandlinie (Abb. 3) bei der Belastung, welche von der Mauer etwas entfernt ist, haben wir die Linie $Bn_1 \| Aa$ bis zum Schnitt mit der Geraden I—I gezeichnet, die in Entfernung $2h_0$ von der Erdlinie liegt. Der Schnittpunkt $b_1$ der Linie $An_1$ mit der Erdlinie gab das Ende der gedachten Wandlinie. Wenn der Punkt $n_1$ mit dem Punkt $H_1$ zusammenfällt, wo die Linie der Böschung mit der Linie I—I sich kreuzt, so schneidet sich die Linie $Aa_1'$, als Parallele zu BH, mit der Erdlinie im Punkt $a_1'$, wo nach den geometrischen Überlegungen jene Belastung ihren Anfang haben soll, welche den Erddruck nicht beeinflußt; wirklich, im vorliegenden Falle fällt die Linie $n_1$ A mit der Linie $AH_1$ und das Ende der gedachten Wandlinie $b_1$ mit dem Punkt H zusammen, was ein Druckdreieck mit der Fläche, die gleich Null ist, gibt.

Wenn wir jetzt die Höhe der Belastung von $h_0$ bis $h_0'$ verkleinern und die Linie II—II in der Entfernung $2h_0'$ von der Erdlinie zeichnen, so wird der Punkt $H_1$ jetzt in $H_2$ liegen; anstatt der Geraden $BH_1$ erhält man die Linie $bH_2$; die Linie $Aa_2$, die der Linie $BH_2$ parallel ist, schneidet die Erdlinie im Punkt $a_2$, noch weiter von der Mauer; oder mit anderen Worten: bei der Verminderung der Höhe der Belastung hört der Einfluß der Belastung viel weiter von der Mauer auf. Wenn endlich die Höhe der Belastung unendlich klein ist, so fallen der Punkt $H_2$ mit dem Punkt H, die Linie $BH_2$ mit der Erdlinie und die Linie $Aa_2$ mit der Horizontalen des Punktes A zusammen; es folgt, daß der Punkt $a_2$ in unendlicher Entfernung liegt.

Folglich, wendet man die geometrischen Überlegungen, welche wir für die Belastung geschrieben haben, die zwischen der Wandlinie und dem Ende der Böschung liegt, auf die Belastung, welche außer dem Schnittpunkt der Böschung mit der Erdlinie liegt, an, so erhalten wir die unrichtige Lösung, daß eine sehr kleine Belastung, welche sehr weit von dem Ende der Böschung liegt, Einfluß auf die Mauer hat. Diese Lösung läßt uns nicht der Methode des Prof. Mehrtens, welche die Wirkung der Belastung außerhalb der Böschung abrechnet, folgen[1]).

Petersburg 1920. Prag 1922.

---

# WIRTSCHAFTLICHE BAUAUSFÜHRUNG IM BAUINGENIEURWESEN.

*Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Carl Pirath, Berlin.*

***Übersicht:*** Die Klarlegung der Arbeitsvorgänge zur Hebung der Wirtschaftlichkeit und der Selbstkostenermittlung in der Güterherstellung, die in der mechanischen Industrie bereits große Erfolge erzielt hat, ist auf dem Gebiete der Bauausführung größerer Ingenieurbauten noch nicht systematisch eingeleitet. Es werden die Forderungen zu einer wissenschaftlichen Erforschung der den Baubetrieb beeinflussenden sachlichen und persönlichen Faktoren klargelegt und im einzelnen Wege zu ihrer Durchführung vorgezeichnet. Auf ähnliche bereits eingeleitete Untersuchungen im Verkehrswesen wird hingewiesen.

Die nachstehenden Ausführungen beziehen sich auf die für die Gesamtwirtschaft bedeutendsten Ingenieurbauten, wie sie für den Verkehr auf Eisenbahnen, Binnenwasserstraßen und dem Meere sowie für die Wasserwirtschaft herzurichten sind. Es soll untersucht werden, wie sich ihre Werte schaffende Bauausführung zu den Bestrebungen der neuzeitlichen wissenschaftlichen Betriebsführung industrieller Werke stellt und welche Wege ihr noch vorgezeichnet sind.

Die Erforschung der Arbeitsvorgänge nach Ursache und Wirkung und ihre Gliederung in viele Einzelteile zur wirtschaftlichen Beurteilung des Verhältnisses zwischen Aufwand und Leistungen und zur Ermittelung der Selbstkosten hat auf dem Gebiete der Güterherstellung vor allem bei der mechanischen Industrie bereits bedeutende Fortschritte gemacht und zu greifbaren Erfolgen geführt. Sie ist ein wesentlicher Faktor für die Wettbewerbsfähigkeit unserer Großindustrie mit den Erzeugnissen des Auslandes und wird bei einer Stabilisierung unserer Wirtschaftslage das Zünglein an der Wage der Mitarbeit oder Abschaltung auf dem Weltmarkt zu einem wesentlichen Teil ausmachen. In vielen Zweigen der Wirtschaft sind ähnliche mit dem Kollektivbegriff „Vergleichende Betriebswissenschaft" bezeichnete Forschungen und Arbeiten zum Erkennen der wirtschaftlichen Zusammenhänge bei den Arbeitsvorgängen eingeleitet. Alle bewegt das eine Ziel, durch eine planmäßige Organisation der Arbeit mit den sparsamsten Mitteln und dem geringsten Aufwand größtmöglichste Leistungen zu vollbringen.

Diese Bestrebungen sind in ihren grundsätzlichen Absichten nicht etwa neu, sie haben von jeher wohl aus dem wirtschaftlichen Denken heraus alle Arbeit der Menschheit mehr oder weniger beherrscht. Jeder Bauer auf dem Lande überlegt sich, wie er mit den billigsten Mitteln seinen Acker bestellen kann. Sein Gefühl für wirtschaftliches Arbeiten ist subjektiv scharf genug bei ihm eingestellt, daß er im Gegensatz zu seiner sonstigen Zurückhaltung allen Neuerungen gegenüber der Einführung aller ihm seine Arbeit erleichternden mechanischen Hilfsmittel großes Verständnis entgegenbringt. Neu ist aber das Suchen nach einer Systematik in der wirtschaftlichen Einstellung und Beurteilung von Arbeitsvorgängen bei der Güterherstellung, auch der kompliziertesten, die bisher mehr nach vernunftmäßigen Kunstgriffen und Einfällen eines Einzelnen sich entwickelten, ohne Allgemeingut zu werden.

Der drangvollen Entwicklung der Technik in den letzten Jahrzehnten ist ein leichtes Verhalten gefolgt, das zu ruhiger

---

1) Prof. Müller-Breslau gibt in einem Beispiel (Erddruck auf Stützmauern, 1906, Seite 74) den Erddruck E = 10,5 t mit der Voraussetzung a priori, daß die Gleitfläche über den Anfang der Belastung geht. Bei den richtigeren Zeichnungen der Gleitfläche nach der vorgeschlagenen Methode erhält man E = 7,29 t.

Überlegung der inneren Zusammenhänge zwischen der Abwicklung der Arbeitsvorgänge im Güterherstellungsprozeß und dem Ausmaß der Selbstkosten führte. Das tatkräftige Zugreifen nach technischen Lösungen für neue Zwecke begleitet neuerdings eine Zeit der Feinarbeit, des Rückwärtsarbeitens, nicht des Rückschritts, um konstruktive Durchbildung und Herstellung von Gütern und Anlagen zu überschauen und zu messen an dem aller menschlichen Tätigkeit eigenen Streben nach wirtschaftlichem Arbeitseinsatz. Zwar ist dieses Streben in der Welt differenziert, es ist ein Teil einer Weltanschauung, mehr oder weniger die Gedanken- und Tatenwelt bestimmter Rassen beherrschend. Im Abendlande und in allen von ihm kulturell stark beeinflußten Gebieten, wie Amerika, ist es scharf ausgeprägt, im Orient und in Afrika schlummert es noch in den ersten Anfängen; dort weiß und fühlt man wenig von wirtschaftlichen Notwendigkeiten, wie sie uns selbstverständliche Richtlinie für unser ganzes Arbeiten sind.

Aber auch bei uns ist dies Gefühl zeitlich und methodisch mannigfach abgestuft gewesen. Die Not der Zeit und die Besinnung auf Haushalten mit allen Vorräten sachlicher und persönlicher Art hat kontrollierende Einblicke in alle Vorgänge gefordert. Sie verlangt von uns Rechenschaft, ob kein Stoff und keine Kraft der Natur verschleudert wird, und das umso mehr, je mehr wir glauben, die Natur selbst zu beherrschen. Die neuzeitliche vergleichende Betriebswissenschaft ist ein Kind der klugen, alle gesetzmäßigen Zusammenhänge bis ins Einzelne schaffenden Natur selbst, ihr nachzueifern ist ihr höchstes Ziel. Sie will „das Erforschbare erforschen, aber das Unerforschbare verehren" und sich bescheiden, wo ein weiteres Erkennenwollen zu Kraftvergeudung führt oder keine Befriedigung mehr schafft.

Noch sind nicht alle Gebiete der Wirtschaft in diesen Rahmen der feinen Nacharbeit eingespannt, manche hält man nicht für geeignet, Objekt für wirtschaftliche Untersuchungen zu sein. Für den Ingenieur darf es solche Zweifel erst geben, wenn sein auf höchsten Nutzungsgrad eingestelltes Denken ihre Berechtigung erwiesen hat. Gewiß sind manche Gebiete seiner Tätigkeit verwickelt in ihrer Kausalität, aber die bisherigen Ergebnisse und Erfolge haben gezeigt, daß kein Arbeitssystem so verschlungen und undurchsichtig in seinen Arbeitsvorgängen ist, daß nicht bis zu einem gewissen Grade gesetzmäßige Beziehungen zwischen dem Aufwand und den Leistungen festzustellen wären und einer wirtschaftlichen Kontrolle nach wissenschaftlichen Grundsätzen unterworfen werden könnten.

Dabei kommt es aber nicht allein auf das zahlenmäßige Erfassen von Möglichkeiten an, weit wesentlicher für den Ingenieur ist das geistige Schauen, das ihm die Zusammenhänge erschließt, wo zunächst Methoden vielfach vergebens gesucht werden. Noch hat im allgemeinen die Technik keine brauchbare Methodenlehre. Die große Menge von Nebenbedingungen, mit denen der Ingenieur bei seinem Schaffen rechnen muß, erschweren generelle Feststellungen. Eins aber ist wichtig, um einem solchen Ziele sich immer mehr zu nähern, daß Theorie und Praxis sich ergänzen und störende Nebeneinflüsse für die einmal als richtig erkannte theoretische Einsicht gemeistert werden.

Die Ära des wissenschaftlichen Schaffens im Entwurf hat lange Zeit die praktische Ausführung überschattet, der man weniger mit wissenschaftlicher Durchdringung von Ursache und Wirkung nachging. Erst als beide gleichwertig die Arbeiten des Ingenieurs ausfüllten, begann jene Befruchtung von Theorie durch die Praxis, die ihren höchsten Ausdruck in den kunstvoll konstruierten Maschinen uns ständig vor Augen führt. Sie leitete über zu einer Ausführungstechnik, die den Entwurf unter die wirtschaftlichen Forderungen bei seinem Umsatz in die Wirklichkeit stellte. Dieser Prozeß ist verschieden weit fortgeschritten auf den mannigfaltigen Gebieten der Anlagen und Leistungen schaffenden Technik. Es hat vieler überzeugender Nachweise bedurft, bis das Prinzip dieser Abhängigkeiten als richtig anerkannt und darauf erfolgreiche Methoden der Erkenntnis aufgebaut wurden.

Es ist lehrreich, daß man bei dem Zweig der Güterherstellung, der die feinsten und vielgestaltigsten Arbeitsvorgänge aufweist, der mechanischen Industrie, zuerst systematisch das Problem erfaßt und weithin gelöst hat. Gewiß mag sich hier das Bedürfnis auch am dringendsten herausgebildet haben, weil ein starker Wettbewerb sparsamste Einstellung des Produktionsprozesses erforderte. Wenn nach jahrelangem Arbeiten und Versuchen die Lösung in der Hauptsache gefunden ist, so spricht das dafür, daß auch bei anderen, einfacher gelagerten Zweigen der Güterherstellung mit ähnlichen Untersuchungen Erfolge erzielt werden können. Und da muß es auffallen, daß auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens im allgemeinen noch nicht diese grundsätzliche Einstellung auf wissenschaftliche Erforschung der Bauvorgänge bei der Herstellung der zahlreichen bedeutenden Ingenieurbauten festzustellen ist wie bei der mechanischen Industrie, trotzdem auch bei ihnen die richtige und planvolle Organisation der Arbeit eine große Rolle spielt.

Es liegen gewiß vereinzelte, auf der persönlichen Initiative eines Bauleiters beruhende Versuche zu einer vergleichenden Bauwissenschaft vor, systematische Richtlinien, nach denen die Bauarbeiten auf ihre wirtschaftlichste Ausführung eingerichtet und überwacht werden können, fehlen durchweg. Wertvolle Erfahrungen, die bei jedem Bau gemacht werden und auch wohl von den Unternehmern für ihre Baupraxis ausgewertet werden, werden vielfach als Geschäftsgeheimnis gehütet; der Allgemeinheit gehen sie verloren, und neue Erfahrungen müssen zum Schaden der Wirtschaft bei ähnlichen Objekten an anderer Stelle wieder gemacht werden.

Eine Erklärung für diese so wenig ausgebildete einheitliche Kontrolle wirtschaftlichen Arbeitens kann nicht darin gesucht werden, daß doch jede Bauausführung andere Voraussetzungen für die Bauvorgänge mit sich bringe. Gewiß sind zahlreiche, vor allem in den örtlichen Verhältnissen liegende Nebenbedingungen vorhanden. Das Beispiel der mechanischen Industrie zeigt jedoch, daß sie sich bei einer vergleichenden Bauwissenschaft so planmäßig erfassen lassen, daß ihr Einfluß auf die Bauleistungen klar beurteilt werden kann. Diese Wissenschaft müßte eine generelle lebendige Überwachung des Baubetriebes in Aufwand und Leistungen bringen und damit die Grundlage schaffen zu einer Selbstkostenberechnung, die in engen Grenzen jeden unwirtschaftlichen Vorgang rechtzeitig erkennen läßt.

Auch in der mechanischen Industrie waren starke Widerstände bei den Werken zu überwinden, die zuerst ängstlich darauf bedacht waren, ihre Erfahrungen der Konkurrenz nicht freizugeben. Jetzt, nachdem diese Scheu längst überwunden und nach einheitlichen Gesichtspunkten eine wirtschaftliche Fertigung für alle Werke gefördert wird, bei der jedes Werk Nutzen von den Erfahrungen anderer Werke hat, sorgt ein enger Zusammenschluß und opferfreudige Mitarbeit für die Fortentwicklung dieser einmal eingeleiteten und als zweckmäßig erkannten vergleichenden Betriebswissenschaft. Diesem Beispiel muß die vornehmlich mit dem Baubetrieb sich befassende Bauwissenschaft des Bauingenieurs folgen, wenn er sich nicht verantwortlich machen will an unwirtschaftlichen Vorgängen, die heute die deutsche Wirtschaft am wenigsten tragen kann.

Da durchweg die Errichtung großer Ingenieurbauten einem Dualismus in Gestalt des Bauherrn und des bauausführenden Unternehmers unterworfen ist, in ganz anderer Form als bei der die Erzeugnisse als fertige Ware auf den Markt bringenden mechanischen Industrie, muß auch ein Zusammenarbeiten beider angestrebt werden, wenn die Gesamtwirtschaft den größtmöglichsten Vorteil haben soll. Der Versuch, der kurz nach Beendigung des Krieges von seiten der Unternehmer zur wissenschaftlichen Behandlung wirtschaftlichen Baubetriebes im Ingenieurbauwesen gemacht wurde, ist ohne greifbare Ergebnisse aufgegeben worden, da viele Unternehmer ihre Konkurrenzfähigkeit gefährdet sahen, wenn ihre Bauerfahrungen Allgemeingut werden sollten.

Es kommt hinzu, daß die Arbeiten der Tiefbauunternehmer nicht so sehr einer faßbaren Konkurrenz ausgesetzt sind als der beispielsweise Werkzeugmaschinen herstellende Fabrikant, dessen Fabrikate nicht an einen Ort gebunden sind, sondern in ihrer Beweglichkeit selbst sich in den Bereich des Wettbewerbs an jeder Stelle einstellen müssen. Jeder Ingenieurbau ist ein Werk für sich. Seine feste Verbindung mit dem Boden begünstigte die Eigenbrödelei in den Ausführungsmethoden, da vergleichsfähige Produkte nicht als Objekt für die Beurteilung ihrer Güte unter Berücksichtigung aller Nebenbedingungen zur Hand sind. Dieser Umstand führte dazu, daß über die wirtschaftliche Ausführung ein Dunkel schwebt, das bei Vorliegen eines Wettbewerbs längst zwangläufig aufgehellt wäre. Die Konkurrenz war mit der Auftragserteilung abgeschaltet. Die nach Beendigung der Arbeit vorgenommene Abnahme durch den Bauherrn war nur eine sachgemäße Beurteilung des fertigen Werkes, die Arbeitsvorgänge, aus denen es entstanden war, waren für ihn vergraben in der Erledigung des Bauauftrages. In der Konkurrenzlosigkeit der Bauausführung liegt neben anderen Umständen ein wesentlicher sachlicher Grund für die bei Ingenieurbauten übliche Bauaufsicht durch den Bauherrn.

Es ist dabei ohne Zweifel zuzugeben, daß manche Unternehmer mit möglichst geringem Aufwand an Kraft und Stoff ihre Arbeit ausgeführt haben. Es gibt aber Baufirmen mit ausgedehntem Erfahrungskreis und andererseits aufstrebende Firmen, die erst Erfahrungen sammeln müssen, und zwar auf Kosten der allgemeinen Wirtschaft. Die Allgemeinheit hat aber ein umso größeres Interesse daran, daß die bei jedem Bau gemachten Erfahrungen über zweckmäßigen Baubetrieb für die Zukunft ausgewertet werden, als durchweg der Staat oder die Kommune in der Hauptsache Auftraggeber für die Ingenieurbauten sind. Ihnen muß daran gelegen sein, die wirtschaftlichste Herstellung der Bauanlagen zu fördern und durch eine Bauüberwachung sich hierüber Gewißheit zu verschaffen, die vergleichende Schlüsse während der ganzen Bauperiode in Aufwand und Leistungen zuläßt.

Es kann nicht gesagt werden, daß eine derartige Überwachung allgemein vorhanden wäre bei den Eisenbahn- und Wasserbauten. Es erscheint notwendig, hierin sich die Methoden der in der Großindustrie vorherrschenden eingehenden Zergliederung der Arbeitsvorgänge zu eigen zu machen und unter Voranstellung der wissenschaftlichen Klärung aller den Bauvorgang beeinflussenden Momente generelle Verfahren den bauleitenden Männern draußen an die Hand zu geben. Nach diesen Grundsätzen würde ihnen nicht allein eine ständige Kontrolle der vertraglichen Verpflichtungen des Unternehmers ermöglicht werden, sondern, was weit wichtiger ist, auch eine Beurteilung der wirtschaftlichsten Einstellung der Arbeit. Planmäßigkeit in der Gestaltung und Abwickelung der Bauvorgänge und unter deren Einwirkung ein planmäßiger rationeller Baubetrieb wäre notwendig nach etwa folgenden Gesichtspunkten:

Den großen Rahmen der Bauausführung muß wie bisher ein Bauplan abgeben, der aber nach allgemein anwendbaren Gesichtspunkten aufzustellen ist, die Verbindung halten mit einer aufwandstechnischen Zerlegung der einzelnen Bauvorgänge zur Ermittelung der unmittelbaren und mittelbaren Kosten der Bauten. Die Bauvorgänge werden begrenzt durch die verschiedensten Teilgebiete der Bauausführung, wie Erdarbeiten, Brückenbauten, hochbautechnische Anlagen, Gleisanlagen, Unterhaltung der baulichen Anlagen usw. Sie müssen für sich wieder in klar übersehbare Einzelvorgänge zergliedert werden, auf deren ständig übersehbaren Zahlen nach persönlichem und sachlichem Aufwand und Leistungen sich das Kriterium für die wirtschaftliche Arbeitsweise aufbaut und zu bessernden Eingriffen den Anhalt gibt. Die nötigen statistischen Aufschreibungen werden im Vergleich zu der Betriebsstatistik gewerblicher Betriebe gering sein. Auf Musterbaustellen müssen vorweg die zweckmäßigsten Methoden zur Aufstellung einer Wirtschaftsstatistik erprobt und der Allgemeinheit verwertbar gemacht werden. Das Arbeiten nach diesen generellen Methoden und ihre Auswertung muß grundsätzlich den örtlichen Bauleitungen überlassen bleiben.

Eine derartige Beschäftigung mit den Einzelvorgängen wird auch zu verständnisvoller Beurteilung der Leistungen von Maschinen, Stoffen und Menschen führen und vor allem für letztere das Streben nach menschenwürdiger Einstellung in den Arbeitsprozeß begünstigen. Die Mechanisierung des Baubetriebs, die dem Menschen immer mehr die geistige Führung geben und ihn von schwerer körperlicher Arbeit entlasten soll, wird besonders gefördert werden können und das Unternehmen in dem empfindlichsten Teil seines Arbeitsfeldes, der menschlichen Tätigkeit, entlasten.

Aufgebaut auf diesen sachlichen Grundlagen wird die Vorkalkulation von Bauausführungen von Unternehmern und Bauleitern zusammen übersehen werden können. Sehen beide in allen diesen Zusammenhängen klar, dann sind die Vorbedingungen zu einer praktischen Ausführung gegeben, die das ständige Streben nach Verbesserungen im Produktionsprozeß wach hält. Es wird aber auch die Beschaffung und Anlieferung der Baustoffe so geregelt werden können, daß unter günstigster Ausnutzung von Konjunkturen und Gelegenheiten Arbeitsvorgänge und Beschaffungen auf einander abgestimmt sind. Vorbedingung ist hierzu vor allem, daß in erheblich weitgehenderem Umfange, als bisher im allgemeinen üblich, den Bauleitungen fortlaufende Unterlagen über die Entwicklung und die Preisbildung des Baustoffmarktes zur Verfügung stehen.

Die Tatsache, daß viele Unternehmer selbst eine ausgedehnte eigene Bauwissenschaft für ihre Zwecke führen, zeigt die Möglichkeit und die Vorteile ihrer Beherrschung. Unternehmer und Bauherr müssen sich aber gegenseitig ergänzen. Die Verantwortung für eine wirtschaftliche Bauausführung muß auf mehrere Schultern gelegt werden, wenn in vielen Fällen das allgemeine Wohl der Wirtschaft nicht leiden soll. Die Mitarbeit und das Interesse des Bauherrn am wirtschaftlichen Arbeiten wird soliden Unternehmern nicht einen auskömmlichen Gewinn verkümmern. Es muß aber gerade bei der örtlichen Gebundenheit der Ingenieurbauten gefordert werden, daß die Bauausführung nicht nach einseitigen Überlegungen gemacht wird und nicht ständig unter dem Druck neuer kostspieliger Erfahrungen stehen muß. Der Begriff der Nebenleistungen muß aus den Vergebungsunterlagen verschwinden und in sachlich bis ins einzelne zergliederten Arbeitsvorgängen aufgehen. Dann wird die Kalkulation durchsichtig und klar und die auf ihr beruhende Ausführung nach ihrer Zweckmäßigkeit kontrollierbar. Das Bauingenieurwesen darf im allseitigen Streben nach höchstem Wirkungsgrad nicht zurückstehen und muß der auf großer Höhe stehenden Entwurfsleistung die wirtschaftliche Bauausführung zur Seite stellen.

Auf dem dem Bauingenieurwesen nahestehenden Gebiet des Verkehrsbetriebes, als dem Ausnutzungsmittel einer großen Zahl bauingenieurtechnischer Anlagen, ist die Klarlegung der Arbeitsvorgänge, trotzdem sie zweifellos zum Teil verwickelter sind als bei den örtlich begrenzten Baustellen der Ingenieurbauten, bereits von den Betriebsunternehmungen selbst im eigenen wirtschaftlichen Interesse eingeleitet. Sie bildet einen notwendigen Wertmesser für das wirtschaftliche Arbeiten der Einzelvorgänge im Betriebe unter Berücksichtigung der Ausgestaltung der baulichen Anlagen. Auf ihr bauen sich die Selbstkosten auf nach ihrer Bedeutung und ihrem Anteil an dem Gesamtaufwand und den Leistungen des Verkehrsunternehmens.

Wird auch im Bauwesen eine systematische wissenschaftliche Überwachung der Bauausführung durchgeführt, so werden sich im vertikalen Aufbau die wirtschaftlichen Erkenntnisse im Bau und in der Ausnutzung der Bauten beispielsweise durch den Verkehr in glücklichster Weise ergänzen. Jede bauliche Anlage, die nicht Selbstzweck sein kann, wird dann als Instrument für die Wirtschaft überhaupt sich am besten den Forderungen größter Auswertung für Nutzleistungen anpassen können.

# ÜBER BETON ZUM UNTERBAU VON ASPHALTSTRASSEN.

Vortrag, gehalten im Asphalt-Hauptausschuß.

*Von Dr. P. Herrmann, Charlottenburg.*

Leiter des technischen Untersuchungsamtes bei der Tiefbaudeputation der Stadt Berlin.

Es scheint sicherlich befremdlich, im Asphaltausschusse Mitteilungen über Beton entgegennehmen zu sollen.

Da aber in außerordentlich vielen Fällen, wie sich gezeigt hat, die Zerstörungen der bituminösen Straßendecken lediglich herbeigeführt werden, weil die Betonunterlage entweder Risse enthält oder wegen ungenügender Festigkeit durch die schweren Stöße, besonders der schnell fahrenden Omnibus- und Lastautos, zertrümmert wird, besteht mithin ein Interesse, diese Betonunterlage, ohne verteuernde Maßnahmen ergreifen zu müssen, durch zweckmäßige Auswahl der Ausgangsstoffe und der Betonierungsweisen möglichst widerstandsfähig und hochwertig herzustellen.

Nach den Vorschriften für die Ausführung der Betonunterbettung soll der Beton bei einer Mischung von 1 : 8 bis 1 : 9 nach Raumteilen nach 28 Tagen, an 20 cm-Würfeln geprüft, 90 kg/qcm Druckfestigkeit besitzen. Zahlreiche Proben, die von Baustellen gelegentlich der Straßenbetonierung untersucht wurden, haben dieser Forderung nicht genügt. Unter 18 örtlich verschiedenen Probeentnahmestellen und 54 Stück Betonkörpern fand sich Beton von nur 32 kg/qcm und solcher bis zu 119 kg/qcm, im Mittel betrug die Druckfestigkeit 64 kg/qcm.

Gleichzeitig mit dem Beton wurden die von den Unternehmern benutzten Kiessande oder Betonkiese durch Siebanalyse auf Korngröße geprüft. Dabei zeigte sich, daß in den meisten Fällen, wo der Beton ungenügend fest war, unzweckmäßiger Betonkies verwendet worden war, und zwar stets zu feinkörniger Kies.

Maßgebend für die zu erreichende Festigkeit für eine bestimmte Mischung, z. B. 1 : 8 ist

I. die Qualität des Zementes (seine Erhärtungsenergie und seine Mahlung),

II. die Art des gewählten Betonierens (Stampf- oder Schüttbeton),

III. die Qualität des Betonkieses, d. h. seine Korngrößenzusammensetzung, Ton- und Kohlegehalt.

Zu Punkt I ist zu bemerken, daß ein Zement mit doppelter Druckfestigkeit bei der Normenprobe auch als Beton etwa doppelt so große Festigkeit unter den gleichen Umständen gibt, wie ein Zement mit halb so hoher Normenfestigkeit. Sehr zementreiche Mischungen machen eine Ausnahme wegen ihrer Ungleichmäßigkeit und den für Zement ungünstigeren Erhärtungsbedingungen. Hierüber liegen systematische Betonversuchsreihen vor, die erst ganz kürzlich durchgeführt worden sind. Eine solche Wirkung ist ja auch ohne weiteres zu erwarten. Immerhin stutzt man doch bei den gewaltigen Unterschieden, die man findet. So besitzt z. B. ein Zement A bei der Normenprobe nach 28 Tagen Wasserlagerung eine Druckfestigkeit von nur 281 kg/qcm und ein Zement B eine solche von 387 kg/qcm. Die Betonmischungen aus diesen beiden Zementen mit ein und demselben Kiessand zeigten nach 28 Tagen

| | der schlechte Zement: A. | | der gute Zement: B. |
|---|---|---|---|
| in der Mischung 1 : 1 = | 437 kg/qcm | gegen | 414 kg/qcm |
| ,, ,, ,, 1 : 2 = | 350 ,, | ,, | 406 ,, |
| ,, ,, ,, 1 : 3 = | 285 ,, | ,, | 380 ,, |
| ,, ,, ,, 1 : 4 = | 200 ,, | ,, | 350 ,, |
| ,, ,, ,, 1 : 5 = | 108 ,, | ,, | 287 ,, |
| ,, ,, ,, 1 : 6 = | 83 ,, | ,, | 217 ,, |
| ,, ,, ,, 1 : 7 = | 74 ,, | ,, | 201 ,, |
| ,, ,, ,, 1 : 8 = | 60 ,, | ,, | 176 ,, |
| ,, ,, ,, 1 : 9 = | 51 ,, | ,, | 130 ,, |

Besonders sei noch vermerkt, daß der Zement A als frischer Zement ursprünglich recht hohe Normenfestigkeit gezeigt hatte, durch langes Lagern jedoch war er in der Erhärtungsenergie zurückgegangen. Hieraus ist zu entnehmen, welcher Vorteile man sich begibt, wenn man bei Betonarbeiten länger gelagerten statt frischen Zement verwendet, oder gar wenn man den Zement noch in ungünstiger Weise längere Zeit lagern lassen muß.

Die Art des Zementes, ob Portland- oder Eisenportlandzement, spielt keine Rolle, wie Versuche, die auf Jahreslagerung (5 Jahre) ausgedehnt worden sind, erwiesen haben. Hochofenzemente haben aber geringere Festigkeiten. Dagegen ist möglichst feine Mahlung der Zemente von Wirtschaftlichkeit, zumal in der Praxis nach Raumteilen verbraucht, während nach Kilo gekauft wird. Denn erstens ist 1 Liter fein gemahlener Zement viel leichter als 1 Liter grober, zweitens ergibt er höhere Festigkeit, weil er besser durchquillt und ausgenutzt wird und sich weitgehender verteilt.

Der Zuschlag von Traß ist besonders für die Gegenden Deutschlands, in denen Traß leicht zu beschaffen ist, durchaus empfehlenswert. Die verbindungsfähige Kieselsäure des Traß bildet mit dem freien Kalkhydrat des abgebundenen Zements zementähnliche Ca-Silikate. Die Wirkung dieser Umsetzung macht sich erst nach etwa 18 Tagen in einer Festigkeitserhöhung bemerkbar, erreicht jedoch nach 60 Tagen bereits um 30 vH höher liegende Werte als bei der traßfreien Mischung. Ein nicht zu unterschätzender Vorteil des Traßzuschlages ist die Beseitigung des Kalkhydrats aus dem Beton; denn einmal wird dadurch die auslaugende Wirkung durch eindringendes Wasser verhindert, indem das im Wasser lösliche Kalkhydrat des abgebundenen Zements in eine widerstandsfähigere Verbindung, nämlich Kalksilikat, umgesetzt wird, zweitens hat diese Umsetzung zur Folge, daß bei etwaigem Vorhandensein von mit schwefelhaltigen Stoffen beladenem und daher auf Beton zerstörend wirkendem Grundwasser nichts mehr zu befürchten ist, von besonders ungünstigen Fällen abgesehen. Wenn auch die Auslaugung des Betons und das dadurch herbeigeführte Mürbewerden für Straßenbauten weniger in Frage kommt und besonders sulfathaltiges Wasser kaum jemals hier auftreten wird, so kann diese Zerstörungsmöglichkeit bei dieser Gelegenheit wegen ihrer Wichtigkeit nicht ganz unerwähnt bleiben, da bekanntlich ganz enorme Schäden auf diese Weise herbeigeführt worden sind. Von beiden Schädigungsmöglichkeiten muß aber der Auslaugung doch eine gewisse Wirksamkeit bei den Zerstörungen von Stampfasphaltstraßen zugesprochen werden. Abgesehen davon nämlich, daß das sich in den Wellentälern und Mulden nach jedem Naßwerden der Straße ansammelnde Wasser den Asphalt durch Aufquellung und nachherige Schwindung schädlich beeinflußt und erweicht, dringt es immer wieder an solchen Stellen außer durch den Stampfasphalt auch durch den Beton hindurch, und nimmt auf seinem Wege wesentliche Mengen von Zementbestandteilen aus dem Beton heraus, so daß die an und für sich poröse Mischung 1 : 8 an diesen Stellen geschwächt wird. Bei Flickstellen und Fugen im Stampfasphalt zeigen sich solche Vertiefungen, die sich besonders deutlich abheben, wenn sie feucht und die eben liegenden Flächen bereits abgetrocknet sind. Man sieht auch gerade an diesen Stellen die auffallenden Zermürbungen des Asphaltpflasters (Mosaik), unter denen, wie durch Untersuchungen nachgewiesen ist, sich sehr häufig zerstörter Beton befindet. Auch von den bekannten Querrissen aus bildet sich bei Stampfasphaltstraßen Mosaik, also auch hier ist die Zerstörung der ebenen Betonunterlage die Ursache dieser Erscheinung.

Im allgemeinen empfiehlt es sich bei Verwendung von Traß zur Verbesserung des Betons auf 1 Raumteil Zement 0,5 Raumteile Traß zu benutzen. Man mischt also z. B. 1 : 0,5 : 8. Will man Zement durch Traß ersetzen und das ist bis zu 25 vH etwa möglich, so müßte man mithin 1 : 0,5 : 10½ mischen. Es fragt sich aber, ob ein solcher Ersatz gerade bei Straßenbauten empfehlenswert ist, da ja hier der Beton ziemlich frühzeitig durch die Verkehrslasten beansprucht wird, andererseits der Traß, wie gesagt, ziemlich langsam wirkt, besonders bei Wassermangel, und erst spät zur vollen Geltung kommt. Gegen einen Zuschlag von Traß zu der normalen Mischung 1 : 8 bestehen dagegen keine Bedenken, im Gegenteil, ein solcher ist zu empfehlen.

Man kann sich im übrigen von den geschilderten Auslaugungen von Zementbeton besonders an frei auf eisernen Brücken befindlichen Betonschrittplatten, die dort als Bürgersteig dienen, überzeugen. Hier sieht man an der Unterseite dieser Platten vielfach weiße Salzkrusten; sie bestehen aus kohlensaurem Kalk, der sich aus dem ausgelaugten Kalkhydrat und der Luftkohlensäure gebildet hat. Der Beton wird dadurch so porös, daß die Eiseneinlagen der Platten rosten, wodurch die untere Betonaußenfläche abgesprengt wird. Wo diese Absprengungen fehlen, sind zum mindesten die Salzabscheidungen sichtbar. Es nützte nicht vollkommen, den Beton zur Vermeidung solcher Auslaugungen durch fette Mischung mit Zement und tüchtiges Stampfen dicht zu machen, denn selbst reiner Zement wird beim intensiven Austrocknen an der Luft ziemlich stark porös, so daß auf solchen ausgetrockneten Zement aufgegossenes Wasser schnell einzieht. Fette Zement-Kies-Mischungen sind nur im feuchten Zustande des Betons wasserdicht, ausgetrocknet lassen sie zunächst Wasser hindurch, bis die durch das Austrocknen geschwundenen kolloiden Zementbestandteile unter dem Einfluß des Wassers wieder aufgequollen sind. Dieses Aufquellen kann bei auf allen Seiten von Luft umspülten freiliegenden Betonplatten nicht in so schnellem Maße erfolgen, als daß nicht ein Teil des eindringenden Wassers durch die schwache Platte, der Erdschwere folgend, hindurchträte, wodurch die ausgelaugten Stoffe an der Unterseite abgeschieden werden. Die kurz erwähnten Erscheinungen des Schwindens und Quellens des Betons leiten über zu dem II. Punkt, der Art des Betonierens als Stampf- oder Schüttbeton.

Zunächst sei auf Grund hiesiger Versuche bemerkt, daß Schüttbeton bei weitem nicht die Druckfestigkeit von Stampfbeton erreicht. Schüttbeton läßt sich nicht stampfen, und daher sind in ihm die Einzelbestandteile Zement und Kies nicht so dicht gelagert und verspannt. Das wenig dichte Gefüge wird in dem Augenblick des Abbindens festgehalten und bleibt praktisch nun dauernd weiter bestehen, so daß nach Verdunstung des überschüssigen Wassers viel mehr Hohlräume zurückbleiben als bei Stampfbeton und damit ein in jeder Hinsicht geringwertigerer Beton. Selbst durch Rütteln des Schüttbetons ist nach hiesigen Versuchen der Nachteil des großen Wasserzusatzes nicht so weit zu beseitigen, daß eben die Güte des Stampfbetons erreicht würde.

Um Zement zur Aktion zu bringen, benötigt er Feuchtigkeit; ausschließlich bei Gegenwart solcher vermag die in ihm schlummernde chemische Energie erweckt zu werden und der wertvolle Vorgang des Abbindens und Erhärtens in Fluß zu kommen. Dieser Vorgang ermöglicht die Bindung der einzelnen Sand-, Kies- oder Schotterbestandteile zu einem einheitlichen kompakten Körper, dem Mörtel oder Beton. Daraus geht ohne weiteres hervor, daß das Wasser sozusagen der Lebenssaft ist und für die Eigenschaften und das Verhalten des Zements und Betons von der größten Bedeutung sein muß.

Es besteht zurzeit kein Zweifel, daß der abbindende Zement anorganische Kolloid- oder Leim- oder auch Quellstoffe darstellt und man kann ihn mit Michaelis sehr zweckmäßig als Mineralleim ansprechen. Alle diese Quellstoffe haben die Fähigkeit, unter Wasseraufnahme ihr Volumen zu vergrößern und beim Austrocknen zu schwinden. Es ist daher ganz erklärlich, wenn der Beton ein gleiches Verhalten zeigt, d. h. wenn sein Volumen zunimmt, sobald er unter der Einwirkung des Wassers steht und abnimmt, sobald er austrocknet. Von den jedem festen Körper allgemein zukommenden Eigenschaften der Ausdehnung und Zusammenziehung unter dem Einfluß von Temperaturschwankungen, die meist viel geringer sind, soll hier abgesehen werden.

Wenn der Zement ein Quellstoff ist, dieser aber als typische Eigenart die Aufnahme von Wasser unter Raumvergrößerung und die Wasserabgabe unter Schwindung besitzt, so dürfte zunächst die Stärke dieser Bewegungen des Betons innig von seinem Gehalt an quellbarem bzw. schwindendem Zement abhängig sein. Es würde also fetter, mit viel Zement hergestellter Beton eher solche Bewegungen in merklichem Maße vollziehen, als wenn er nur wenig Zement enthielte. Dies ist, wie anderwärts angestellte Messungen ergeben haben, auch tatsächlich der Fall. Ferner wird Beton, der weich eingebaut wird, stärker dem Quellen und Schwinden und vor allem den nachteiligen Folgen dieser Bewegung unterliegen, als erdfeucht eingebrachter Stampfbeton; denn jener, der Schüttbeton, ist infolge seines hohen Wassergehaltes weniger dicht, zeigt dementsprechend stets geringeres Raumgewicht und geringere Festigkeit, und läßt beim Austrocknen die Luft leichter in sich hinein und mit Wasserdämpfen beladen heraus, andererseits nimmt er in Berührung mit Wasser infolge seines großen Porenvolumens leichter und vollständiger Wasser auf und gestattet so ein stärkeres Durchquellen des in ihm enthaltenen Zements.

Es ist nun bekannt, daß das Schwinden des Betons besonders bei frei von der Luft umspülten Betonflächen Risse zur Folge hat, die, wenn auch statisch ohne Belang, doch sehr unschön wirken und beim Eisenbeton geradezu schädlich sind. Sie entstehen dadurch, daß die Betonoberfläche infolge stärkeren Austrocknens in höherem Maße schwindet als die tiefer liegenden Schichten; diese können mithin den äußeren Schichten nicht folgen, der Zusammenhang wird aufgehoben, die äußeren Schichten reißen auf.

Wie kann das verhindert werden?

Nachdem man sich mit den Entstehungsursachen des unangenehmen Schwindens und Quellens vertraut gemacht hat, fällt die Beantwortung dieser Frage nicht schwer. Man wird magere Mischungen mit wenig Zement, aber dennoch dichte Mischungen zu wählen und die von der Luft umspülten Betonoberflächen davor zu schützen haben, daß sie schneller austrocknen als die inneren Partien, vielmehr muß ein möglichst gleichmäßiges Austrocknen erstrebt werden. Man hat in diesem Sinne durch Annässen dafür zu sorgen, daß die Einschalungen nicht wasserabsaugend wirken, läßt diese Einschalungen möglichst lange zum Schutze vor der Verdunstung bestehen oder, falls das nicht möglich ist, begießt man den Beton möglichst ausgiebig und mehrere Tage mit Wasser. Die äußeren Schichten besitzen dann einen gewissen Wasserüberschuß, so daß beim nun folgenden Austrocknen eine gewisse Gleichmäßigkeit im Feuchtigkeitsgehalt vorliegt und im übrigen die Festigkeit dann schon derartig gewachsen ist, daß Zugkräfte von der Außenseite ertragen werden können, ohne daß diese aufreißt. Vollständige Analogie mit diesen Vorgängen findet man z. B. beim Holz, bei dem die Holzsubstanz, ebenso wie der Zement, ein Quellkörper ist.

Trocknet ein Holzstamm oder Balken an der Oberfläche zu stark und rasch aus und die Feuchtigkeit aus dem Innern kann nicht rasch genug nachkommen, um in allen seinen Teilen einen gleichmäßigen Feuchtigkeitsgehalt zu erhalten, so reißt das Holz von der Rinde aus radial auf, und zwar mitunter bis zur Mitte (das sogenannte Trockenspalten). Um das zu verhindern, beläßt man dem gefällten Baum die Rinde, wodurch langsames und gleichmäßiges Austrocknen ohne Spalten gewährleistet wird. Ferner arbeitet, d. h. quillt und schwindet das räumlich schwere Holz am stärksten, d. h. dasjenige, welches die größte Menge an wirklicher Holzsubstanz

enthält. Daher das stärkere Schwinden und Quellen der schweren Harthölzer, wie es besonders in Charlottenburg beobachtet werden kann.

Auch der Stampfasphalt ist hier anzuführen; bei ihm ist der Grad des Aufquellens im Wasser direkt proportional zum Gehalt an Ton, der bekanntlich ebenfalls ein Quellkörper ist.

Es wurde gesagt und erklärt, warum magere und doch dichte Betonmischungen sich am günstigsten verhalten müssen. Es entsteht da die Frage, ob es überhaupt solche Mischungen gibt, denn auf den ersten Blick widerspricht sich mager und dicht, zumal wir gesehen haben, daß selbst fette Mischungen nach dem Austrocknen infolge der Porosität des reinen Zementes Wasser aufnehmen. Mager und dicht soll hier bedeuten, es müssen Betonmischungen sein, die auf Grund der Qualität ihrer Ausgangsstoffe und der zweckmäßigen Art ihrer Verarbeitung ebenso dicht und dichter sind, als fette zementreichere Mischungen. Daß es so etwas gibt, geht aus dem einfachen Versuchergebnis hervor, wonach Stampfmörtel 1 : 3 wasserdichter ist als Gußmörtel 1 : 2, so daß entsprechend dem bisher Gesagten der Stampfmörtel 1 : 3 auch in bezug auf Raumbeständigkeit dem Gußmörtel 1 : 2 überlegen sein muß.

Die Verschiedenheit in der Güte des Betons liegt, abgesehen von der Herstellung als Stampf- oder Schütt-, Guß- oder Weichbeton, in der Hauptsache an der Beschaffenheit der Zuschlagstoffe, im besonderen des Kieses. Tongehalt in geringer Menge bis 1,5 vH schadet praktisch nichts, in größerer Menge soll er die Druckfestigkeit herabsetzen, was verständlich ist, da er am Erhärtungsvorgang unbeteiligt bleibt und keine Eigenfestigkeit, sondern eher die Eigenschaften eines Schmiermittels besitzt. Geringer Kohlegehalt ist bei massigen Betonbauten hinzunehmen; bei Betonbauten mit sichtbaren Außenflächen ist Braunkohle nicht zulässig, da durch ihre Quellbarkeit und Humusbildung Absprengungen und Verfärbungen auftreten, was tatsächlich beobachtet wird.

Maßgebend für die Brauchbarkeit eines Betonkieses ist vornehmlich die Korngrößenbeschaffenheit; von ihr hängt, einen bestimmten Zusatz an gutem Zement vorausgesetzt, im wesentlichen die Schwere, Dichtigkeit, Wasserundurchlässigkeit und Druckfestigkeit des herzustellenden Betons ab. Diese Tatsache wird im allgemeinen nicht so gewürdigt, wie ihre Bedeutung es verlangt. Zweifellos liegt das daran, daß man meint, man könne qualifizierte Kiese doch nicht erhalten. In gewissem Maße trifft das auch zu, denn von den im Handel erhältlichen Betonkiesen sind im allgemeinen weit mehr ungeeignet als brauchbar. Man kann sich aber, wie das z. B. in Charlottenburg seit Jahren auf Grund der Arbeiten und der Verfügungen des Herrn Stadtbaurats a. D. Professor Dr. Bredtschneider geübt worden ist, durch Siebanalysen sehr leicht den nötigen Einblick verschaffen. Die Sande sind meist fein- und mittelkörnige Quarzmassen, die Kiese grobkörnige Sande oder bestehen aus kleineren und größeren Steinen. Unter Betonkies versteht man ein Gemisch von beiden, wie es in der Natur die Sohle des Bettes von Flüssen und Strömen bildet und wie es auch durch Tagebau als Grubenkies gewonnen wird. Der Flußkies ist frei von Ton, enthält dafür aber meist kleine Mengen an Kohle und Schlacke, der Grubenkies ist frei von diesen, enthält aber meist etwas mehr Ton.

Die Größe der Quarzkörner bewegt sich zwischen Staubfeinheit nach unten und Faustgröße nach oben; im allgemeinen werden die ganz groben Stücke über 60 mm ausgeschaltet. Die Größenübergänge sind stetig, nicht sprunghaft, so daß man alle Zwischenstufen zwischen 0 und 60 mm vorfindet. Um eine systematische Einteilung der Kiese zu ermöglichen, bedient man sich einer Reihe von Sieben mit verschiedenen genau festgelegten lichten Maschenweiten. Bei der Tiefbaudeputation der Stadt Berlin haben wir folgende:

| | | |
|---|---|---|
| Korngröße I | mit 0,2 | mm (liefert das Feinste). |
| II | von 0,2—0,6 | ,, |
| III | ,, 0,6—2 | ,, |
| IV | ,, 2 —7 | ,, |
| V | über 7 mm. | |

Die ihrem Gewichtsteil nach überwiegende Korngröße dient zur Kennzeichnung, und so kommt man kurz zu folgender Systematik: Staubsand, feiner Sand, mittelfeiner Sand, grober Sand, feiner Kies, mittelfeiner Kies, grober Kies, Steine. Näher hierüber orientiert der eingehende Aufsatz von Herrn Stadtbaurat a. D. Bredtschneider. (Zentrbl. d. Bauvwltg. 32. 1910.)

Um nun in der Praxis den Betonkies oder Mörtelsand wählen zu können, der den günstigsten Verhältnissen für Dichte und Druck des herzustellenden Betons hinsichtlich seiner Korngrößen am nächsten kommt, kann man, aufbauend auf diesem Fundament, die erforderlichen günstigen Bedingungen festlegen. Dazu sind zunächst Hohlraumbestimmungen der einzelnen verschiedenen Korngrößen und Korngrößenmischungen untereinander notwendig; denn der mehr oder weniger große Hohlraum im Sand oder Kies wird, so ist mit Recht zu vermuten, einen wesentlichen Einfluß auf die Güte des Betons (inkl. seiner Wirtschaftlichkeit) besitzen. Die Hohlräume der 5 einzelnen Korngrößen betrugen in bis zur Raumkonstanz eingerütteltem Zustande: 1 = 38,7; 2 = 33,3; 3 = 33,7; 4 = 34,4; 5 = 37,8 Raum vH.

Für die Mischungen aus Korngröße I u. II waren die Hohlräume mit 28,2 Raum vH am geringsten bei einem Gewichtsverhältnis von 30 vH K I und 70 vH K II; für I, II, III war dies beim Verhältnis 15 vH K I, 35 vH K II, 50 vH K III mit 25,1 Raum vH Hohlraum der Fall; K I, II, III, IV Verhältnis K I = 7,5 vH, II = 17,5 vH, III = 25 vH, IV = 50 vH, Hohlräume = 22,0 Raum vH; K I, II, III, IV, V Verhältnis K I = 5 vH, II = 10 vH, III = 15 vH, IV = 30 vH, V = 40 vH = Hohlräume = 17,1 Raum vH.

Beteiligt man also alle Korngrößen, so kommt man bis zu ca. 17 Raum vH Hohlräumen hinunter. Je geringer die Hohlräume, desto höher werden natürlich die Raumgewichte der Sande und Kiese.

Macht man dieselben Feststellungen unter Ausschaltung gewisser Korngrößen, so gelangt man über eine große Anzahl von Versuchen noch zu einigen Korngrößenmischungen, die gleiche und geringere Hohlräume besitzen als die eben angeführten Mischungen, und zwar sind dies durchweg Mischungen, bei denen die mittleren Korngrößen fehlen, die also nur aus feinem und ganz grobem Korn bestehen;

| | | | |
|---|---|---|---|
| z. B. I, II, III, V | mit | 15,6 | Hohlraum vH, |
| I, II, V | ,, | 12,8 | ,, , |
| I, V | ,, | 10,8 | ,, , |
| I, III, V | ,, | 18,4 | . . |

Solche unstetigen, in der Korngröße sprunghaften Mischungen kommen aber in der Natur nicht vor, sind eigentlich praktisch belanglos; da wir jedoch einen schwer wiegenden Einfluß auf die Güte des Betons an ihnen studieren können, mußten sie erwähnt werden. Ich komme noch auf diese unstetigen dichtesten Mischungen zurück.

Es war nun nötig, durch die Herstellung und Prüfung von Mörtel und Betonkörpern sich davon zu überzeugen, ob tatsächlich bei stetigem Vorhandensein aller Korngrößen die günstigsten Ergebnisse in bezug auf Dichtigkeit und Festigkeit des Betons erzielt werden, falls die einzelnen Korngrößenanteile in dem Verhältnis vorliegen, wo sie die hohlraumärmsten Sand- bzw. Kiesmischungen darstellen. Umfangreiche Versuche haben für die Mischungen von K I mit K II, von K I, K II u. K III usw. bis K I, K II, K III, K IV, K V ergeben, daß tatsächlich die günstigsten Werte erreicht werden, wenn die Korngrößen in der dichtesten Mischung vorliegen. Beim Mörtelsand ist das die Mischung K I = 15 vH, K II = 35 vH, K III = 50 vH mit 25,1 Raum vH Hohlräumen; beim Betonkies ist es die Mischung K I = 5, K II = 10, K III = 15, K IV = 30, K V = 40 vH mit 17,1 Raum vH Hohlräumen. Diese Mischungen sind als die theoretischen Standardmischungen für Mauersand und Betonkies anzusehen.

Der Zementzusatz war bei allen untersuchten Betonmischungen so groß, daß die Hohlräume gerade mit abgebundenem Zement ausgefüllt wurden. Die mit diesen dichtesten Mischungen erreichten Festigkeiten nach 28 Tagen Lagerung in feuchtem Sande betrugen für Standard-Mörtelsand 50 kg/qcm Zug und 578 kg/qcm Druck bei der erforderlichen Mischung von 1 : 3 nach Gewichtsteilen, und für den Standard-Betonkies in der notwendigen Mischung 1 : 7 nach Gewichtsteilen = 239 kg/qcm Druckfestigkeit. Sehr interessant und aufklärend über die Beeinflussung der Festigkeit durch die Korngrößenauswahl wirken im Vergleich zu diesen Werten diejenigen, die mit den bereits erwähnten gleich dichten und dichteren Mischungen erzielt werden, denen aber die mittleren Korngrößen fehlen und die ausschließlich nur aus feinem und ganz grobem Korn bestehen. Da gibt z. B. die außerordentlich hohlraumarme Kornmischung zwischen K I, K II u. K V mit nur 12,8 Raum vH Hohlräumen bei Ausfüllung dieser mit Zement nur 66 kg/qcm Druckfestigkeit, die Mischung war 1 : 10 nach Gewichtsteilen; ferner die Mischung K I, K III und K V mit 18,4 Hohlraum Raum vH in der relativ fetten Mischung 1 : 6,4 nach Gewichtsteilen nur 126 kg/qcm Druckfestigkeit. Man hat also hier hohlraumärmste Mischungen zum Teil fetter gemischt als bei der Standard-Mischung für Betonkies, und dennoch bekommt man außerordentlich viel geringwertigeren Beton. Dasselbe zeigt sich beim Mörtelsand. Besteht dieser z. B. nur aus den ersten beiden Korngrößen im dichtesten Mischungsverhältnis mit nach früheren Mitteilungen 28 Raum vH Hohlräumen, so erhält man in gleicher Mischung nur 320 kg/qcm gegen 578 beim Standard. Bewirkt wird dies durch den hohen Gehalt dieser Korngrößenmischungen an feinkörnigen Anteilen. Sande und Kiese, die viel Feines enthalten, das wird man immer erfahren und ist zur Genüge bekannt, bringen geringere Festigkeit und Dichtigkeit. Dieses ungünstige Verhalten der feinkörnigen Sande und Kiese in Verbindung mit Zement hängt mit der sehr verschieden großen Oberfläche zusammen, die gleiche Gewichts- oder Raummengen der einzelnen Korngrößen je nach ihrem Durchmesser besitzen. Je kleiner der Durchmesser des Sandkorns, desto größer die Gesamtoberfläche und umgekehrt. Denkt man sich einen Quarzwürfel von 10 cm Kantenlänge, so besitzt dieser Kubikdezimeter an Quarzmasse eine Oberfläche von 600 qcm. Würde man ihn horizontal und senkrecht im Abstande von 1 cm nach 3 Richtungen hin durchschneiden, so entstünden 1000 Stück kleine Quarzwürfel von je 1 $cm^3$, die zusammen 1 cbdm Quarzmasse darstellen. Ihre Oberfläche beträgt jedoch nicht 600 qcm wie bei dem großen Stück, sondern 6 . 1000 = 6000 qcm. Genau so verhält es sich z. B. mit kugelförmigen Körpern, fällt der Durchmesser auf $^1/_{10}$, so wächst die Oberfläche der gleichen Quarzmasse auf das 10 fache. Habe ich also 1 ccm Steinmasse einmal als Korngröße 5 und einmal als Korngröße 1, so verhalten sich die Durchmesser 25 : 0,2, entsprechend die Oberfläche wie 1 : 125, d. h. um die Steinmasse, die in Gestalt kleiner Quarzkörnchen von 0,2 mm Ø vorliegt, mit Zement zu umhüllen, brauche ich 125 mal mehr Zementschlämme als bei derselben Steinmasse in Gestalt der Korngröße 5 von 25 mm Ø. Recht anschaulich machen sich die Folgen dieser verschiedenen Oberflächen bei Druckfestigkeitsbestimmungen von Mörtel aus den einzelnen Korngrößen bemerkbar.

Dieser Versuch wirkt deshalb besonders anschaulich, weil die Hohlräume der Einzelkorngrößen 1 bis 5 im konstant gerüttelten Zustande nicht weit voneinander abweichen und der Einfluß des Hohlraums völlig ausgeschaltet worden ist, indem die ihm entsprechende Zementmenge jeweils zur Mischung verwendet wurde. Die Hohlräume betragen nämlich für die Einzelkorngrößen für K 1 = 38,7, K 2 = 33,3, K 3 = 33,7, K 4 = 34,4, K 5 = 37,8, sind also untereinander nicht sehr

Tabelle 1a.

Versuche mit hochwertigem Portlandzement.

| Mischung nach Raumteilen 20er Würfel | nach 7 Tagen Lagerung im feuchten Sande bei + 18° | | nach 28 Tagen Lagerung im feuchten Sande bei + 18° | | | | Ausbeute an fertigem Beton in vH der angewandten Raumteile an Zement und Kies | Materialbedarf: 1 cbm fertig gestampfter Beton enthält: | | | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Raumgewicht | Druckfestigkeit kg/qcm | Raumgewicht im erdfeuchten Zustande vor dem Druck | Raumgewicht im lufttrockenen Zustande | Hohlräume in Raum vH lufttrocken | Druckfestigkeit in kg/qcm | | Zement Liter | Kies Liter | Wasser ungenau! Liter | |
| 1 : 1 | 2,375 | 327,5 | 2,384 | 2,246 | 6,5 | 414 | 76 | 660 | 660 | 220 | Der Kies hatte: K 1 = 4,0 vH |
| 1 : 2 | 2,413 | 245,0 | 2,421 | 2,251 | 6,2 | 406,3 | 75 | 445 | 890 | 167 | 2 = 26,2 ,, 3 = 26,6 ,, 4 = 23,1 ,, 5 = 20,0 ,, } Ton: 1 vH |
| 1 : 3 | 2,413 | 220,0 | 2,403 | 2,279 | 6,0 | 380,0 | 75 | 333 | 1000 | 131 | Raumgewicht erdfeucht geschöpft 1,696. |
| 1 : 4 | 2,388 | 200,0 | 2,390 | 2,268 | 6,0 | 350,0 | 77 | 260 | 1040 | 104 | Raumgewicht trocken eingerüttelt: 1,982. |
| 1 : 5 | 2,378 | 182,5 | 2,378 | 2,274 | 6,7 | 287,5 | 77,5 | 215 | 1075 | 94 | Hohlräume im eingerüttelten Zustande: 25,1 Raum vH. |
| 1 : 6 | 2,356 | 125,0 | 2,359 | 2,217 | 8,02 | 217,5 | 76,5 | 186 | 1116 | 80 | Hohlräume im eingeschöpften Zustande: 35,9 vH. |
| 1 : 7 | 2,319 | 115,0 | 2,338 | 2,186 | 8,82 | 201,3 | 78,3 | 159 | 1113 | 80 | Der benutzte Zement Nr. 110, 1921 hatte: |
| 1 : 8 | 2,331 | 102,5 | 2,326 | 2,207 | 8,52 | 176,3 | 80,0 | 139 | 1112 | 69 | nach 7 Tagen: 2738, |
| 1 : 9 | 2,309 | 70,0 | 2,313 | 2,159 | 9,77 | 130,0 | 78,4 | 127 | 1143 | 77 | kg/qcm, |
| 1 : 10 | 2,303 | 63,7 | 2,313 | 2,196 | 9,25 | 121,3 | 76,4 | 119 | 1190 | 89,5 | nach 28 Tagen Wasser |
| 1 : 11 | 2,294 | 53,7 | 2,288 | 2,184 | 9,48 | 96,3 | 76,8 | 109 | 1199 | 81,5 | 387,2 kg/qcm, |
| 1 : 12 | 2,288 | 40,0 | 2,288 | 2,162 | 10,05 | 78,8 | 77,8 | 99 | 1188 | 79,5 | nach 28 Tagen: komb. Lagerung: 446,4 kg/qcm. |

abweichend, dagegen sind die Druckfestigkeiten außerordentlich verschieden:

Korngröße I gemischt 1 : 2,3 nach Gewichtsteil. = 219 kg/qcm
,, II ,, 1 : 2,9 ,, ,, = 398 ,,
III ,, 1 : 2,8 ,, ,, = 553 ,,
IV ,, 1 : 2,7 ,, ,, = 423 ,,
V ,, 1 : 2,4 ,, ,, = 340 ,,

Damit dürfte der Beweis für die schädliche Wirkung feiner Korngrößen für Mörtelsand und Betonkies zur Genüge erbracht worden sein, und es ist nötig, nun zu den beiden Standard-Mischungen für Mörtelsand und Betonkies zurückzublicken.

Der Sand hatte bei der Mischung K 1 = 15, K 2 = 35, K 3 = 50 mit 25 R vH Hohlräume das günstigste Mischungsverhältnis; der Kies mit K 1 = 5, K 2 = 10, K 3 = 15, K 4 = 30, K 5 = 40 vH, Hohlräume 17 Raum vH. Es hat sich gezeigt, daß solche Sande und Kiese auf gewöhnlichem Wege nicht zu haben sind und daß solche Lieferungsbedingungen, wenn man sie stellte, nicht erfüllt werden könnten. Die praktische Siebprobe zahlreicher Betonkiese und Sande hat aber erwiesen, daß stets eine ganze Anzahl unter ihnen ist, die sich durch hohen Gehalt an groben Körnungen auszeichnet und den theoretischen Standardmischungen ähnelt. Da auf Grund der geschilderten Versuche diese Kiese bei weitem höher in ihrer Qualität eingeschätzt werden müssen, wurden sie, als sich an dem theoretischen Standardkies praktisch genügend anlehnend, zum praktischen Standard gewählt. Die hieraus sich ergebenden Bedingungen für Berlin-Charlottenburg lauteten alsdann für Mauersand:

Mindestens 75 vH seiner Bestandteile müssen aus den Korngrößen 2 und 3 bestehen, von diesen 75 vH müssen mindestens 25 vH von der Korngröße 3 sein. Höchstens 10 vH des Sandes dürfen aus den Korngrößen 4 und 5 zusammengesetzt sein.

Für Betonkies: Mindestens 70 vH müssen aus den Korngrößen 3, 4 und 5 bestehen. Keine der Korngrößen 3, 4 u. 5 darf mit weniger als 20 vH vertreten sein. Steine von größeren Abmessungen als 60 mm sind ausgeschlossen. Kies Sorte I soll kohlefrei sein, Kies Sorte II darf 0,2 vH Kohle enthalten. Ton ist bis zur Menge von 1,5 vH bei beiden zulässig.

Die feinsten Korngrößen 1 und 2 sind in beiden Bedingungen recht schlecht weggekommen, ihr zulässiger Höchstgehalt beschränkt sich bei Mauersand auf 25 vH K I und für Betonkies auf 30 vH K I und K II.

Nach diesen Bedingungen ist vornehmlich der Betonkies schon seit Jahren in Charlottenburg bezogen worden. Schwierigkeiten haben sich nicht ergeben.

Mit solchem den Lieferungsbedingungen entsprechenden und von Kieshandlungen gelieferten Betonkies sind umfangreiche Betonversuche durchgeführt und die Ergebnisse tabellarisch zusammengestellt worden. Aus diesen Tabellen sind das Raumgewicht und die Hohlräume des lufttrockenen Betons, die Druckfestigkeit nach 7 und 28 Tagen Lagerung im feuchten Sande bei 18°, sowie der Materialbedarf für 1 cbm fertig gestampften Betons ersichtlich und zwar für sämtliche Zement-Kies-Mischungen von 1 : 1 bis 1 : 12 und für die Zement-Kies-Mischungen 1 : 3, 1 : 4 und 1 : 5 mit Schottergehalt, steigend in der Weise, daß der Schotteranteil ständig wächst, während z. B. die Zement-Kies-Mischung 1 : 3 stets dieselbe bleibt. Dadurch sind fast alle praktisch in Frage kommenden Mischungen zwischen Zement und Kies einerseits und Zement, Kies und Schotter andererseits in der oben angegebenen ein-

Tabelle IIIa.
Versuche mit hochwertigem Portlandzement.

| Mischung nach Raumteilen (20er Würfel) | | | Versuchskörper | Gewicht des Würfels erdfeucht vor der Prüfung, also nach 28 Tagen Lagerung | nach 28 Tagen Lagerung im feuchten Sande bei + 18° Cels. | | | | | Ausbeute an fertigem Beton in vH der angewandten Raumteile an Zement, Kies und Schotter | Materialbedarf für 1 cbm Beton fertig gestampft | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Zement | Kies | Schotter | Nr. | Kilo | Raumgewicht erdfeucht vor dem Druck | Raumgewicht lufttrocken nach dem Druck | Hohlräume in Raum vH lufttrocken | Bruchlast in Kilo | Druckfestigkeit in kg/qcm | | Zement Liter | Kies Liter | Schotter Liter | Wasser etwa Liter |
| 1 | 3 | 0,33 | 1 | 19,350 | 2,419 | 2,278 | 7,18 | 130 000 | 325,0 | 77,0 | 300 | 900 | 100 | 175 |
| = 3 | 9 | 1 | 2 | 19,450 | 2,431 | — | — | 129 500 | 323,8 | | | | | |
| 1 | 3 | 0,75 | 1 | 19,800 | 2,475 | 2,276 | 6,87 | 149 000 | 372,5 | 72,5 | 293 | 879 | 219,5 | 163 |
| = 2,7 | 8 | 2 | 2 | 19,700 | 2,463 | — | — | 148 000 | 370,0 | | | | | |
| 1 | 3 | 1,29 | 1 | 19,850 | 2,481 | 2,307 | 5,52 | 155 000 | 387,5 | 68,4 | 274 | 822 | 352 | 149 |
| = 2,33 | 7 | 3 | 2 | 19,750 | 2,469 | — | — | 154 000 | 385,0 | | | | | |
| 1 | 3 | 2 | 1 | 19,950 | 2,494 | 2,308 | 6,38 | 161 000 | 402,5 | 66,8 | 250 | 750 | 500 | 125 |
| = 2 | 6 | 4 | 2 | 19,750 | 2,469 | — | — | 162 000 | 405,0 | | | | | |
| 1 | 3 | 3 | 1 | 19,970 | 2,496 | 2,439 | 6,10 | 169 000 | 422,5 | 68,4 | 208,3 | 625 | 625 | 109 |
| = 1,7 | 5 | 5 | 2 | 19,970 | 2,496 | — | — | 167 000 | 417,5 | | | | | |
| 1 | 3 | 4,5 | 1 | 19,850 | 2,481 | 2,417 | 5,38 | 151 000 | 377,5 | 61,2 | 188,5 | 566 | 849 | 109 |
| = 1,33 | 4 | 6 | 2 | 19,700 | 2,463 | — | — | 150 500 | 376,3 | | | | | |
| 1 | 3 | 7 | 1 | 19,600 | 2,450 | 2,383 | 5,23 | 115 000 | 287,5 | 61,8 | 147,5 | 442 | 1031 | 92 |
| = 1 | 3 | 7 | 2 | 19,850 | 2,481 | — | — | 117 000 | 292,5 | | | | | |

Normen-Druckfestigkeiten des benutzten Zementes Nr. 110.

Druck nach 7 Tagen 273,8 kg/qcm
,, 28 ,, Wasserlagerung 387,2 kg/qcm
,, 28 ,, kombinierter Lagerung 446,4 kg/qcm.

Eigenschaften des Schotters:

Größe von 12—87 ccm,
kleinste Kantenlänge = 1 cm,
größte ,, = 5,5 cm,
Raumgewicht geschöpft = 1,663,
Hohlräume = 48,5 Raum vH.

Eigenschaften des Betonkieses:

Korngröße 1 = 4,0 Gew. vH
,, 2 = 26,2 ,, ,,
,, 3 = 26,6 ,, ,,
,, 4 = 23,1 ,, ,,
,, 5 = 20,0 ,, ,,

Raumgewicht geschöpft: 1,696.

Hohlräume im geschöpften Zustande: 35,9 Raum vH.
Raumgewicht eingerüttelt: 1,982.
Dabei Hohlräume 25,1 Raum vH.

gehenden Art untersucht und ihre Eigenschaften sowie der Materialbedarf sofort abzulesen.

Zwei solche Tabellen sind hier beigefügt. Betrachtet man z. B. diejenigen Betonmischungen ohne und mit Schotter, die in einem Kubikmeter des fertig gestampften Betons praktisch genommen die gleichen Zementmengen enthalten, so sieht man sogleich, wie bedeutend viel günstiger hinsichtlich der Festigkeit die Schotter enthaltende Mischung ist (vergl. Mischung 1 : 6 Tabelle I a, mit Mischung 1 : 3 : 4,5 Tabelle III a). Man vergleiche ferner die Mischung 1 : 5 mit 288 kg/qcm und die Mischung 1 : 3 : 7 mit ebenfalls 288 kg/qcm hinsichtlich der in 1 cbm enthaltenen Zementmenge; sie beträgt bei jener 215 Liter, bei dieser nur 148 Liter usw. Ferner ist aus Tabelle III a ersichtlich, daß das Wirkungsmaximum des die Festigkeit erhöhenden Schotterzusatzes nicht etwa dort liegt, wo die 50 Raum vH Hohlräume des Schotters gerade durch Kiesbeton ausgefüllt werden, sondern bei Mischungen aus gleichen Raumteilen Kies und Schotter, d. h. also jener Zustand ist für die Festigkeit nicht so günstig wie wenn ein Überschuß an Kiesbeton die Schotterteile satt umhüllt und dadurch verhindert, daß die Kanten und Ecken der Schotterteile direkt einander berühren und die etwaigen Druckkräfte direkt von Schotter- zu Schotterstück übertragen werden. Analog der Tabelle III a sind auch die Zementkiesmischungen 1 : 4 u. 1 : 5 mit wachsenden Schotterzusätzen untersucht worden. Schließlich sind die gleichen Versuchsreihen auch mit einem Zement durchgeführt worden, der durch lange Lagerung so stark seine ursprüngliche Erhärtungsenergie eingebüßt hatte, daß er bezüglich der Festigkeit gerade noch den Normenforderungen gerecht wurde. Es ist zweifellos von Wert, besonders im Vergleich zu vollwertigem Zement auch die Festigkeitswerte zu kennen, die mit solchem nicht mehr vollwertigen Zement erreicht werden, weil in der Praxis häufig mit derartigem Zement gebaut wird. Man kann sich an Hand der betreffenden Tabellen leicht vergegenwärtigen, mit welchen Festigkeiten man zu rechnen hätte, falls der Zement durch längere Lagerung wesentlich von seiner ursprünglichen Erhärtungsenergie verloren haben würde.

Leider ist die Wiedergabe aller genannten Tabellen hier nicht möglich; photographische Kopien werden auf Wunsch jedem Interessenten gegen Erstattung der Kosten geliefert vom technischen Untersuchungsamt bei der Tiefbaudeputation der Stadt Berlin in Charlottenburg, Rathaus, Zimmer 402.

---

# EINHEITLICHE BEZEICHNUNGEN FÜR DIE FESTIGKEITSBERECHNUNGEN VON INGENIEURBAUWERKEN.

*Von Dr.-Ing. e. h. Schaper, Berlin.*

Über die Entstehungsgeschichte der einheitlichen Bezeichnungen in den „Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken“ der Reichsbahn und über den Widerstand der Bauingenieur-Abteilungen der technischen Hochschulen gegen die allgemeine Einführung dieser Bezeichnungen in dem Unterricht an den technischen Hochschulen und in den Lehrbüchern ist im „Zentralblatt der Bauverwaltung“ 1922, S. 464 u. f., in „Der Bauingenieur“ 1922, S. 588 u. f. und in „Beton und Eisen“ 1922, Heft 16, eingehend berichtet worden. Es hat sich dann zu diesen Ausführungen und zu den vorgeschlagenen einheitlichen Bezeichnungen eine größere Anzahl berufener Fachgenossen des In- und Auslandes in den Heften 18 bis 20 der Zeitschrift „Beton und Eisen“ geäußert. Am 16. Dezember 1922 haben dann die bereits angekündigten weiteren Verhandlungen im Reichsverkehrsministerium zwischen Vertretern der berufenen Fachgruppen stattgefunden. An diesen Verhandlungen haben teilgenommen:

1. als Vertreter der Bauingenieur-Abteilungen der technischen Hochschulen Geheimer Regierungsrat, Professor Dr.-Ing. e. h. Müller-Breslau (Berlin), Professor Dr. techn. Schönhöfer (Braunschweig), Professor Kayser (Darmstadt), Geheimer Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster (Dresden) und Professor Dr.-Ing. e. h. Mörsch (Stuttgart);
2. als Vertreter des Deutschen Eisenbau-Verbandes Baurat Dr.-Ing. Bohny und Direktor Dr.-Ing. Fischmann;
3. als Vertreter des Normenausschusses der deutschen Industrie Professor Dr.-Ing. Gehler;
4. als Vertreter des Ausschusses für Einheiten und Formelgrößen Präsident Dr.-Ing. e. h. Dr. Strecker;
5. als Vertreter der Reichsbahn die Oberregierungsbauräte Weidmann und Dr.-Ing. Kommerell und der Berichterstatter, und
6. auf Wunsch des Reichsverkehrsministers der Wirkliche Geheime Oberbaurat a. D. Dr.-Ing. e. h. Dr. Zimmermann.

Das Ergebnis der eingehenden Beratungen, die von allen Seiten ohne Vorurteil und streng sachlich geführt wurden, läßt sich kurz dahin zusammenfassen, daß es bei aller Anerkennung des Bestrebens, die einheitlichen Bezeichnungen nach einem einheitlichen Grundsatz zu wählen, untunlich erscheint, den Grundsatz, auf dem die einheitlichen Bezeichnungen der „Grundlagen“ aufgebaut sind, allgemein durchzuführen, da manche Bezeichnungen der höheren Statik sich nicht in diesen Rahmen einfügen lassen und althergebrachte und international eingebürgerte Bezeichnungen nicht zugunsten eines Grundsatzes aufgegeben werden dürfen. Weiter wurde es als erwünscht bezeichnet, im allgemeinen für die einheitlichen Bezeichnungen nur kleine und große lateinische und kleine griechische Buchstaben zu verwenden. Hiernach ergaben sich für die Bezeichnungen für die Ausdrücke der Mechanik und Statik der „Grundlagen“ durchgreifende Änderungen. Die mathematischen Zeichen, die Zeichen für Zeit-, Maß- und Gewichtseinheiten der „Grundlagen“ wurden unverändert angenommen, ebenso die Bezeichnungen für die Abmessungen, Grundeinheiten und Gewichte eiserner Überbauten mit der einen Ausnahme, daß empfohlen wird, statt Z 10 max Z 100.12 und statt Z 10 min Z 100.8 zu setzen. Für die Bezeichnungen für Ausdrücke der Mechanik und Statik wurde folgende Reihe vorgeschlagen:

$V$ = Körperinhalt.
$\gamma$ = Raumeinheitsgewicht.
$G$ = Gewicht ($G = V \cdot \gamma$).
$g$ = Fallbeschleunigung.
$m$ = Masse $\left(m = \frac{G}{g}\right)$.
$v$ = Geschwindigkeit.
$\mu$ = Reibungszahl.
$t$ = Wärmegrade in Celsius.
$\varepsilon$ = Wärmeausdednungszahl.
$\Delta l, \Delta s \ldots$ = Längenzuwachs.
$\lambda = \frac{\Delta l}{l}, \frac{\Delta s}{s} \ldots$ = spezifische Längenänderung.
$E$ = Elastizitätszahl für Zug und Druck.
$G$ = Schubelastizitätszahl.
$F$ = Querschnitt ohne Nietabzug.
$F_n$ = Querschnitt mit Nietabzug.
$J$ = Trägheitsmoment ohne Nietabzug.
$J_n$ = Trägheitsmoment mit Nietabzug.
$W$ = Widerstandsmoment ohne Nietabzug.
$W_n$ = Widerstandsmoment mit Nietabzug.

$J_{xy}$ = Zentrifugalmoment in bezug auf die Achsen x und y.
S = Statisches Moment.
$i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ = Trägheitshalbmesser.
f = Durchbiegung.
ü = Überhöhung.
$S_g$ = Stabkraft aus der ständigen Last.
$S_p$ = Stabkraft aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast in gleicher Richtung von $S_g$.
$S'_p$ = Stabkraft aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast in entgegengesetzter Richtung von $S_g$.
$S_f$ = Stabkraft aus Fliehkraft.
$S_t$ = „ „ Wärmewirkung.
$S_b$ = „ „ Bremskraft und Anfahrwiderstand.
$S_s$ = „ „ Seitenstößen.
$S_r$ = „ „ Reibungskräften.
$S_w$ = „ „ Winddruck.
$_{max}S$ = größte positive oder kleinste negative Stabkraft.
$_{min}S$ = größte negative oder kleinste positive Stabkraft.
$S_1$, $S_2$ usw. = Stabkraft im Stabe mit der Stabziffer 1, 2 usw.
O = Stabkraft in einem Obergurtstabe.
U = Stabkraft in einem Untergurtstabe.
D = Stabkraft in einer Strebe.
V = Stabkraft in einem Pfosten.
S = +: bedeutet Zugkraft.
S = —: bedeutet Druckkraft.
$M_g$ = Moment aus der ständigen Last.
$M_p$ = Moment aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast in gleicher Richtung von $M_g$.
$M'_p$ = Moment aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast in entgegengesetzter Richtung von $M_g$ usw. wie bei S.
$_{max}M$ = größtes positives oder kleinstes negatives Moment.
$_{min}M$ = größtes negatives oder kleinstes positives Moment.
$M_x$ = Moment an der Stelle x.
$M_1$, $M_2$ usw. = Moment im Knotenpunkt 1, 2 usw.
M = +: bedeutet positives Moment.
M = —: bedeutet negatives Moment.

Desgleichen $Q_g$, $Q_p$, $Q'_p$ usw., $_{max}Q$, $_{min}Q$ = Querkraft usw.
Q = +: bedeutet positive Querkraft.
Q = —: bedeutet negative Querkraft.
A, B = lotrechte Auflagerkräfte für Endstützen.
$C_1$, $C_2$, . . . = lotrechte Auflagerkräfte für Mittelstützen.

Desgleichen: $A_g$, $A_p$, $A'_p$, $_{max}A$, $_{min}A$ = lotrechte Auflagerkraft usw.
A = +: bedeutet positive lotrechte Auflagerkraft.
A = —: bedeutet negative lotrechte Auflagerkraft.
H = wagerechte Auflagerkraft.
R = Mittelkraft einer Kraftgruppe.
K = Knickkraft.
G = ständige Einzellast.
g = gleichmäßig verteilte ständige Last für die Längeneinheit.
P = Verkehrseinzellast.
p = gleichmäßig verteilte Verkehrslast für die Längeneinheit.
q = g + p.
$H_f$ = Fliehkraft.
$H_s$ = Seitenstoß.
$H_b$ = Bremskraft.
$H_a$ = Anfahrwiderstand.
$H_r$ = Reibungswiderstand.
W = Windeinzelkraft.
w = gleichmäßig verteilter Winddruck für die Längeneinheit.
σ = Zug- oder Druckspannung.
σ = +: bedeutet Zugspannung.
σ = —: bedeutet Druckspannung.
$\sigma_{zul}$ = zulässige Normalspannung.
$\sigma_l$ = Lochleibungsdruck.
$\sigma_{l\,zul}$ = zulässiger Lochleibungsdruck.
$\sigma_B$ = Bruchspannung.
$\sigma_P$ = Spannung an der Proportionalitätsgrenze.
$\sigma_E$ = Spannung an der Elastizitätsgrenze.
$\sigma_S$ = Spannung an der Streckgrenze.
$\sigma_Q$ = Spannung an der Quetschgrenze.
$\sigma_K$ = Knickspannung.
$\sigma_{d\,zul}$ = zulässige Spannung bei Druckstäben.
τ = Scherspannung.
$\tau_{zul}$ = zulässige Scherspannung.
φ = Stoßzahl.
n = Knicksicherheit.
ω = Knickzahl.

Diese Vorschläge werden hiermit mit der Bitte zur Erörterung gestellt, daß alle Fachgenossen, die Änderungen oder Ergänzungen wünschen, diese recht bald mit eingehenden Begründungen hier veröffentlichen. Die Fachgruppen, die an den Beratungen am 16. Dezember 1922 teilgenommen haben, werden im März oder April d. J. noch einmal zusammentreten, um die einheitlichen Bezeichnungen für die Festigkeitsberechnungen von Ingenieurbauwerken endgültig festzustellen. Diese werden dann voraussichtlich von allen zuständigen Behörden für die nachgeordneten Stellen vorgeschrieben, vom Normenausschuß der Deutschen Industrie als Normen herausgegeben und von den Bauingenieur-Abteilungen der technischen Hochschulen allgemein dem Unterricht zugrunde gelegt werden.

---

## BUND DER FREUNDE UND HOCHSCHULTAGUNG DER TECHN. HOCHSCHULE MÜNCHEN.

Am 7. Dezember 1922 fand im Anschluß an die akademische Jahresfeier der Technischen Hochschule München die stark besuchte Gründungsversammlung des Bundes der Freunde dieser Hochschule statt. In der Begrüßungsansprache legte der derzeitige Rektor, Geheimer Rat Dr. v. Dyck Zweck und Ziel des zu gründenden Bundes dar und wies insbesondere auf die Notlage hin, in der sich die Institute und Laboratorien der Hochschule durch die fortschreitende Geldentwertung trotz weitgehender Fürsorge des Staates befinden. Sodann übertrug er den Vorsitz der Versammlung dem Senior der Hochschule, Geheimer Rat Dr. Dr.-Ing. e. h. v. Linde, der, von stürmischen Beifall begrüßt, aus der Fülle seiner 60 jährigen Erfahrungen in meisterhafter Form einen fesselnden, kurzen Rückblick auf einige Entwicklungsstufen des Maschinenbaues gab, die er miterlebt habe und die als Beispiele für die mütterliche Fruchtbarkeit wissenschaftlicher Arbeit für technische und wirtschaftliche Fortschritte gelten können. Anschließend hieran hielt Geh. Rat Prof. Dr. Dr.-Ing. h. c.

Theodor Fischer den Festvortrag über das Thema „Technik und Form", wobei er in feinsinnigen Ausführungen grundlegende Fragen über das Schaffen des Architekten und des Bauingenieurs sowie über die Stellung des Technikers zur menschlichen Gesellschaft behandelte. Ein geselliger Abend mit einem gehaltvollen Vortrag des Kunsthistorikers der Hochschule, Prof. Dr. Popp, über „Deutsche Art in Deutscher Kunst" beschloß den ersten Versammlungstag.

Die beiden nächsten Tage waren den Fachvorträgen gewidmet, darunter dem Bauingenieurwesen der Nachmittag des 8. Dezember. Hier gab zuerst Prof. Spangenberg einen Überblick über den Einfluß des Eisenbetons auf die Entwicklung weitgespannter Wölbbrücken, wobei er die in Ausführungen erreichten und in Entwürfen geplanten Höchstleistungen im Bilde vorführte, um sodann die Entwicklungsmöglichkeiten für die Überwindung noch größerer Spannweiten in Eisenbeton zu untersuchen. Anschließend wurde erstmalig über die Wasserkraftanlage des Innwerks, unter Vorführung vortrefflicher Lichtbilder von den bedeutsamen Bauarbeiten, durch Baudirektor Kennerknecht berichtet. Das Werk nützt das 31 m hohe Gefälle des Inn zwischen Jettenbach und Töging in einer Stufe aus, wobei bis 100 000 PS Höchstleistung und 465 Mill. kWh Jahresarbeit gewonnen werden. Die Bauarbeiten, bei denen bis 7000 Arbeiter beschäftigt waren, nähern sich jetzt der Vollendung, so daß mit der Inbetriebnahme im Herbst 1923 zu rechnen ist. Von den übrigen Vorträgen boten noch besonders Interesse für den Bauingenieur der Vortrag des Generaldirektors der Rhein-Main-Donau-A. G., Staatsrats Dr. v. Graßmann über „Deutsche Wasserstraßenfragen", sowie derjenige von Prof. Dr. phil. h. c. Pressel über eine von ihm ersonnene experimentelle Methode zur Vorausbestimmung der Gesteinstemperaturen in Gebirgsstöcken.

Am Schluß der Versammlung gab der Rektor noch einen Überblick über die Baugeschichte der Hochschule und über die jetzt begonnenen Erweiterungsbauten, durch welche auch die Bauingenieur-Abteilung die längst nötige Vergrößerung ihrer Unterrichtsräume, sowie Laboratorien für Wasserbau und für Bautechnisches Versuchswesen erhalten soll.

Es ist beabsichtigt, alljährlich eine ähnliche Tagung des Bundes der Freunde zu veranstalten, dem schon über 700 Mitglieder mit mehr als 400 000 M Jahresbeiträgen beigetreten sind. Außerdem sind dem Bunde bis jetzt 12 Millionen Mark als einmalige Stiftungen zugeflossen.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

## Baustoffkunde.

1. Über die Erneuerung des Anstriches an eisernen Brücken über Eisenbahngleisen. Von Eisenbahnamtmann Preckwinkel, Berlin. Verkehrstechn. Woche 1922, Nr. 51/52, S. 519—520. Möglichkeiten, der Rostgefahr zu begegnen.

2. Zur Mikroskopie des Kalksandsteines. Von Dr. H. Hirsch, Berlin. Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 135, S. 1185 bis 1188, 9 Abb. Untersuchungen über die kristallinische Struktur zur Beurteilung der Güte.

3. Das Wärmevermögen von Ziegeln und Kalksandsteinen. Nach einem Vortrag von Prof. H. Burchartz in Berlin-Dahlem. Schweizerische Bauzeitung 1922, Nr. 26, S. 284—285, 2 Abb. Verfahren zur Ermittlung der Wärmeleitfähigkeit von Wärmeschutz- und Baustoffen auf dem Wege der vergleichenden Prüfung. Versuchsergebnisse.

4. Woher stammt das Wort Schamotte? Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 134, S. 1175/76. Bisherige Deutungen und neue Nachforschung von Fabrikdirektor Geyer, Marktredwitz. Ergebnis: Wortstamm das althochdeutsche molta = Schlamm.

5. Asbestzementschiefer. Von Marine-Oberbaurat Schulz. Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 133, S. 1168, Nr. 135, S. 1188, Nr. 138, S. 2010. Geschichtliche Entwicklung unter Berücksichtigung der Patentliteratur. Verfahren von Hatscheck, Oesterheld, Nagel, Simmons und neuere Vorschläge.

6. Der Schmelzzement. Von N. de Tédesco, Ingenieur in Paris. Beton und Eisen 1922, Nr. 20, S. 275—77. Über den heute in Frankreich hergestellten „Ciment fondu" und seine technischen Eigenschaften. Der Schmelzzement zeichnet sich durch hohe Festigkeit bereits nach 24 Stunden Abbindezeit aus, sowie durch Widerstandsfähigkeit gegen Meerwasser.

7. Die italienische Zementindustrie. Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 131, S. 1153/54. Gegenwärtiger Stand nach „Il Cemento" 1922, Nr. 9 und 10.

8. Lage der Zementindustrie in der Tschechoslowakei Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 135, S. 1188. Jahresbericht.

9. Selbsttätige Schachtöfen. Von Dr.-Ing. Luftschitz, Dresden. Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 136, S. 1193/94, Nr. 138, S. 2009/10, 6 Abb. Vergleich zwischen gewöhnlichem, selbsttätigen Schacht- und Drehofen bei der Zementherstellung. Besprechung einzelner Ofenarten.

10. Englische Normen zur Prüfung feuerfester Stoffe. Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 139, S. 2017/18. Auszug aus den Berichten des Institution of Gas Engineers.

Vgl. Nr. 41.

## Baumaschinen.

11. Neuzeitliche Förderanlagen. Von Ing. Redzich, Frankfurt a. M. Tiefbau 1922, Nr. 99, S. 413—14, Nr. 100, S. 416—18, Nr. 101, S. 421—22, 14 Abb. Bedeutung und Anwendungsmöglichkeiten von Seil-, Gruben- und Hängebahnen. Ausführungsbeispiele von Bleichert, Leipzig, Pohlig, Cöln und Borsig, Tegel.

## Statik und Festigkeitslehre.

12. Analytische Untersuchung von nach der Stützlinie geformten Bauwerken mit senkrechter und wagerechter Erdbelastung. Von Dipl.-Ing. P. Vietinghoff, Essen. Beton und Eisen 1922, Nr. 20, S. 283—84, mit 1 Abb. Die Bauwerksachse wird unmittelbar als Seilkurve der senkrechten und wagerechten Belastungsflächen aufgetragen. Bestimmung der infolgedessen theoretisch auftretenden reinen Normalbeanspruchung.

13. Der Einfluß der Elastizitätsziffer auf die Berechnung der Wärmespannungen in gewölbten Brücken. Von Ing. R. Kern, Wien-Mödling, Beton u. Eisen 1922, Nr. 18, 20, S. 252—55, 280—83, mit 6 Abb. Begründung der Unwirtschaftlichkeit der Bestimmungen über Wärmespannungen, deren Berücksichtigung zu einer Beschränkung des reinen Stampfbetonbaues auf verhältnismäßig kleine Gewölbe führt.

14. Die Beanspruchung der Bleche beim Nieten und die Sprödigkeit von Flußeisen als Folge der Erwärmung gequetschten Baustoffes. Von Prof. R. Baumann, Stuttgart. Stahl und Eisen 1922, Nr. 51, S. 1865—68, mit 3 Abb. Beanspruchung der Bleche über die Streckgrenze bei hohen Nietdrucken, jedoch auch bei normalen Nietkräften durch Wärmespannungen. Schädigungen der Bleche. Vorschriften für eine Verringerung der Spannungen.

15. Zur Frage der Vereinheitlichung der Bezeichnungen für die Festigkeitsberechnungen von Ingenieurbauwerken. Beton u. Eisen 1922, Nr. 20, S. 277—79. Äußerungen der Herren Prof. Domke, Aachen, Zivilingenieur Jr. J. von Lookeren Compagne in Nymwegen, sowie Schlußworte von Geheimrat Schaper, Berlin und Professor Kleinlogel, Darmstadt. Die neuvorgeschlagene Bezeichnungsweise wird fast durchweg abgelehnt.

## Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

16. Bemerkenswerte Einrüstung einer Eisenbeton-Bogenbrücke. Von Dipl.-Ing. Wilh. Knopp, Berlin-Tempelhof. Z. d. V D. I. 1922, Nr. 50, S. 1118 bis 1119, mit 7 Abb. Die Anlage besteht aus 12 Balkenträgern mit zusammen 152 m Länge in den Zufahrtbrücken und 14 Bogenträgern von je 44,5 m und 2 Bogen von je 65 m Spannweite für die Strombrücke. Für die Bogenöffnungen wurde als Einrüstung ein eiserner Dreigelenkbogen von 41,5 m Spannweite und 14,1 m Pfeil verwendet. Baubeschreibung.

e) Eiserne Brücken.

17. Amerikanische Straßenbrücke von 107 m Spannweite mit Spritzbetonummantelung (Torkret-Verfahren). Von Ing. C. B. Mc. Cullough in Salem, Oregon, Vereinigte Staaten. Beton u. Eisen 1922, Nr. 20, S. 273—75, mit 4 Abb. Besprechung der Systemwahl, der Berechnung und der Bauausführung der Brücke.

Vgl. Nr. 1.

**Industriebauten.**

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

18. Eisenbetonschornsteine. Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 140/41, S. 2026. Geschichtliche Entwicklung. Erfahrungen der Firma Christoph Herrmann & Sohn, Mannheim.

**Gründungsarbeiten usw.**

19. Die Gründung der städtischen Untergrundbahn in der südlichen Friedrichstraße in Berlin. Von Magistratsbaurat Wambsganß. Tiefbau 1922, Nr. 94—97, 7 S., 10 Abb. Baubeschreibung.

20. Zerstörung der unter Luftdruck gegründeten Standpfeiler einer Brücke über die Elbe in Magdeburg durch angreifendes Grundwasser. Zentralblatt 1922, Nr. 103, S. 634/35. Zuschrift zu dem gleichnamigen Aufsatz auf S. 141 d. J. von Stadtbaurat Dr.-Ing. Henneking und Entgegnung von Herrn Baurat Bernhard.

**Wasserbau.**

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

21. Der Ertrag werteschaffender (Wasserkraft-) Anlagen. Von Ing. A. P. Bock. Zeitschrift des Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1922, Nr. 48/49, S. 209—12, mit 4 Abb. Rechnungsverfahren zur Festlegung der Grenzen, die die Höhe der geringsten anfänglichen Geldverzinsung bei schaffenden Anlagen festlegen. Anwendung zunächst für Wasserkraftanlagen, dann Verallgemeinerung.

22. Eidgenössisches Amt für Wasserwirtschaft. Schweizerische Bauzeitung 1922, Bd. 80, Nr. 20, 25, S. 227—30, 276—77. Auszug aus den wichtigsten Kapiteln des Berichtes des Amtes für Wasserwirtschaft über seine Geschäftsführung im Jahre 1921.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

23. Die Hochwasserpeilung im Jahre 1913 an der Weichsel und Vorschläge für weitere hydrometrische Arbeiten an geschiebeführenden Strömen. Von Reg.- und Baurat Schmidt und Reg.-Baumeister Klotzky, Danzig. Zentralblatt 1922, Nr. 101, S. 617—22, 7 Abb. Tägliche Feststellungen über die Wanderung von Geschiebebänken während eines 26tägigen Sommerhochwassers. Bestätigung von Laborationsversuchen von Engels, Dresden.

24. Wasserbau- und Binnenschiffahrtsausstellung Essen 1922. Von Dipl.-Ing. Hans Mangold-Darmstadt. Verkehrstechnische Woche 1922, Heft 51/52, S. 517—19, mit 6 Abb. Die Ausstellung ein Beweis für die Leistungsfähigkeit deutscher Technik.

Vgl. Nr. 25.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

25. Die Kraftwasserstraßen. Südd. Bauztg. 1922, Nr. 51, S. 218—20. Kritik zu dem Aufsatz „Wasserwirtschaft und Verreichlichung der Wasserstraßen" aus dem Wasserstraßen-Jahrbuch München 1922.

26. Geplante Großwasserkraftanlage an der Narowa in Estland. Von E. Tiltzen, Narwa, Z. d. V. D. I. 1922, Nr. 50, S. 1117, mit 1 Abb. Die Wasserkräfte Estlands und das bei der Stadt Narwa geplante Kraftwerk für 62 000 PS.

27. Verwendung elektrischer Energie zu chemischen Zwecken unter Gewährung von Vorzugspreisen Von Ing. Dr. Thierbach, Berlin. Technik u. Wirtschaft 1922, Nr. 11, S. 527—30. Wechselbeziehungen zwischen Großwasserkräften und chemischer Industrie.

**Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.**

Vgl. Nr. 40.

**Straßenbau.**

— — — —

**Eisenbahnbau- und -betrieb.**

28. Neuere Untersuchungen über Lager, Lagermetalle und Lagerschmierung. Von Regierungsbaurat E. Schulze und Regierungsbaurat Vogt in Berlin. Verkehrstechnik 1922, Nr. 48, 49, S. 577—80, 585—89, mit 16 Abb. Mittel und Wege, die laufenden Betriebs- und Unterhaltungskosten herabzumindern: Verwendung und sachgemäße Verarbeitung eines der Beanspruchung gewachsenen Lagermetalls, zweckentsprechende Konstruktionen, richtige Durchbildung der Schmierung usw.

29. Neuere Zug- und Stoßvorrichtungen für Eisenbahnwagen. Von Oberregierungsbaurat K. Wiedemann, Berlin. Z. d. V. D. I. 1922, Heft 51/52, S. 1135—37, mit 9 Abb. Beschreibung der bei der deutschen Reichsbahn zurzeit in Erprobung befindlichen neuen Zug- und Stoßvorrichtungen: Die Mittelpufferkupplung, Ausgleichspuffer, Reibungspuffer, Hülsenpuffer mit Kreißigscher Ringfeder.

30. Zur Normungsfrage für Rillenschienen und Weichen. Von Baurat P. Goetz, Leipzig. Verkehrstechnik 1922, Nr. 51/52, S. 607—08. Wirtschaftliche Ersparnisse durch Einführung von 4 festgesetzten Normalprofilen.

31. Beschleunigung des Durchflusses der Materialien durch Werkstatt und Lager. Von Obering. Ed. Michel, Berlin-Wilmersdorf. Verkehrstechnik 1922, Heft 51/52, S. 596—97. Die augenblicklichen Mißstände der Werkstättenarbeit- sowie Behandlung des Problems der Verbesserung. Vorschläge zur Systematisierung der Arbeitsvorbereitung.

32. Kohlennot und Zugbeleuchtung. Von Regierungsbaurat Hoepner, Hannover. Verkehrstechnische Woche 1922, Nr. 49/50, S. 503—04. Hinweis auf die wirtschaftlichen Vorteile der Dynamobeleuchtung gegenüber der Steinkohlengasbeleuchtung.

33. Gruppenbereiche der englischen Eisenbahnen. Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Gläsel. Verkehrstechnische Woche 1922, Nr. 51/52, S. 515/17, mit 1 Abb. Erörterung der maßgebenden Gesichtspunkte zu der Einteilung der englischen Eisenbahnen.

**Eisenbetonbau.**

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

34. Betrieb und Wirtschaftlichkeit der Betonbaustelle. Von Ing. Eugen Heß, Berlin. Beton und Eisen 1922, Nr. 19, 20, S. 263—64, 279—80, mit 1 Abb. Untersuchung, nach welchen Gesichtspunkten die Betonherstellung mit den bis jetzt zur Verfügung stehenden Mitteln geregelt und verbessert werden kann.

35. Abstützung einer Windverstrebung auf eine Rahmenstütze in Eisenbeton. Beton und Eisen 1922, Nr. 20, S. 275, mit 3 Abb. Die Schrägstrebe eines bestehenden hölzernen Schwefelturmes von 32,5 m Höhe, an dem ein Anschlußgleis vorbeigeführt wurde, ist auf einen Eisenbetonrahmen abgestützt.

36. Fördergerüste aus Eisenbeton. Von Fr. Z. d. V. D. I. 1922, Nr. 51/52, S. 1142—43, mit 7 Abb. Beschreibung einiger in letzter Zeit aufgeführter Fördergerüste mit und ohne Streben.

37. Ein 18stöckiges, im Winter erbautes Eisenbetonhaus. Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 134, S. 1175. Auszug aus Concrete Nr. 6 vom Juni 1921. Bauvorgang, Mittel als Frostschutz.

38. Riß- und Rostbildung bei Eisenbetonbauwerken. Zement 1922, Nr. 49, S. 526. Runderlaß des Reichsverkehrsministers vom 31. Oktober 1922 über das Ergebnis der Untersuchungen der Eisenbetonbrücken der preußischen Eisenbahndirektionen und Zusammenstellung von Richtlinien für die Ausführung von Eisenbetonbauwerken.

39. Kohlenlagerung auf Beton. Von Dr.-Ing. Kleinlogel. Baumarkt 1922, Nr. 48, S. 71. Gefahr der Schwefelverbindungen.

40. Die architektonische Gestaltung von Stützmauern in Beton und Eisenbeton. Von Regierungsbaumeister Kropf, Kassel. Beton und Eisen 1922, Nr. 18, 20, S. 257—58, 284—85, mit 4 Abb. Vergleichende Untersuchungen über die Anforderungen für Entwurf und Ausführung hinsichtlich zweckmäßiger Gliederung und architektonischer Ausgestaltung.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

— — — —

### Holzbau.

41. Die Konservierung des Holzes. Der Holzbau (D. Bztg.) 1922, Nr. 20, S. 77—78, Nr. 23, S. 89. Besprechung des Buches von Dr.-Ing. Bub-Bodmar und Rechnungsrat Tilger, Berlin.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

— — — —

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

42. Überlastung der New Yorker und Pariser Schnellbahnen. Von Dr.-Ing. Musil. Zeitschr. des Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1922, Nr. 48/49, S. 207—09. Mittel und Wege, der wachsenden Verkehrsschwierigkeiten Herr zu werden. Erörterung des Problems der rollenden Bühne, der „moving platform“.

### Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

— — — —

### Bauunfälle.

— — — —

### Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen.

43. Betriebsrat und Arbeitspflicht. Von Syndikus Dr. Brunner, Dresden. Tiefbau 1922, Nr. 98, S. 409. Aufforderung an die Arbeitgeber, das Zugeständnis an Betriebsratsmitglieder, die Betriebsratsgeschäfte während der Arbeitszeit ausführen zu können, zurückzuziehen.

44. Muß die Eisenbahn dem Absender den früheren oder heutigen Wert der verlorengegangenen Sendung erstatten? Tiefbau 1922, Nr. 103, S. 428/29. Zwei reichsgerichtliche Entscheidungen besagen, daß der Geschädigte so zu entschädigen ist, daß er die verloren gegangene Ware sich wieder anschaffen kann.

45. Gewerbliche Schutzrechte im Jahre 1922. Von Patentanwalt Cramer. Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 137, S. 1199. Veränderungen auf dem Gebiete des Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichenwesens.

46. Die Rückwirkungsklausel im Tarifvertrag. Von Syndikus Dr. Brunner. Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 130, S. 1147 und Tiefbau 1922, Nr. 98, S. 410. Ausgeschiedene Arbeitnehmer haben keinen Anspruch auf rückwirkende Lohnzahlung.

47. Neuerungen in der Invaliden- und Angestelltenversicherung. Von Oberinspektor Welge. Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 140/41, S. 2026. Vorschriften der Reichsversicherungsordnung und des Versicherungsgesetzes für Angestellte ab 1. Januar 1923.

48. Das Schlichtungswesen in den nordischen Staaten. Von Dr. Adolf Jürgens. Die Räder 1922, Nr. 23/24, S. 357—59. Gesetzliche Maßnahmen in Dänemark, Schweden und Norwegen, um die Auswüchse des Arbeitskampfes zu beschneiden.

49. Fristlose Entlassung. Von Dr. J. Goerrig. Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 133, S. 1169. Gerichtliche Entscheidungen betr. unbefugtes Verlassen der Arbeit u. dgl.

50. Unbillige Härte. Von Syndikus Dr. rer. pol. Brunner. Tiefbau 1922, Nr. 102, S. 424—25. Drei Urteile von Schlichtungsausschüssen bei Beurteilung der Frage, ob bei einer Entlassung von Arbeitnehmern „unbillige“ Härte vorliegt.

### Wettbewerbe.

— — — —

### Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

51. Zur Ingenieurerziehung. Von Baurat Dr.-Ing. e. h. G. Lippart, Nürnberg. Z. d. V. D. I. 1922, Nr. 50, S. 1109—13. Zusammenfassende Übersicht über die Anforderungen der Praxis an die Hochschulerziehung, über die daraus folgenden Reformwünsche und Maßnahmen über die Mitwirsung der Praxis, sowie über Wege und Vorschläge zur innigeren Verbindung von Hochschule und Praxis.

52. Bewertung des industriellen Vermögens. Tonind.-Ztg. 1922, Nr. 139, S. 2021. Richtlinien nach dem Vermögenssteuer- und Zwangsanleihegesetz, mit Beispielen.

53. Konstruktion und Mechanismus der doppelten Buchhaltung. Von Oberreg.-Baurat Hedde, Kiel. Technik u. Wirtschaft 1922, Nr. 11 u. 12, S. 517—27, S. 550—58, 14 Abb. Erläuterungen mit mathematisch-mechanischer Darstellung, insbes. Vergleich mit der Wage und einem Rohrnetz.

54. Roheisenerzeugung Frankreichs. Technik und Wirtschaft 1922, Nr. 11, S. 531. Von 218 vorhandenen Hochöfen sind 61 in Betrieb, 76 betriebsbereit und 61 in Reparatur. Die Erzeugung betrug 1920: 13,9, 1921: 14,1 Mill. t gegen 42,2 Millionen Tonnen im Jahre 1913. Grund der Verringerung: beschränkte Absatzmöglichkeit.

55. Die Kohleneinfuhr Frankreichs im Jahre 1921. Technik u. Wirtschaft 1922, Nr. 11, S. 536. Eingeführte Kohlen in Millionen Tonnen von Deutschland: 5,6: England: 5,6; Belgien: 1,8; Amerika: 0,9.

---

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

### Ein Kapitel aus dem Wege- und Straßenbau.

Unter diesem Titel liefert Kulturingenieur O. Giger, St. Gallen in der Schweizerischen Bauzeitung vom 16. September 1922 einen Beitrag zur Frage der Wirtschaftlichkeit im Wegebau, der im folgenden kurz wiedergegeben werden soll.

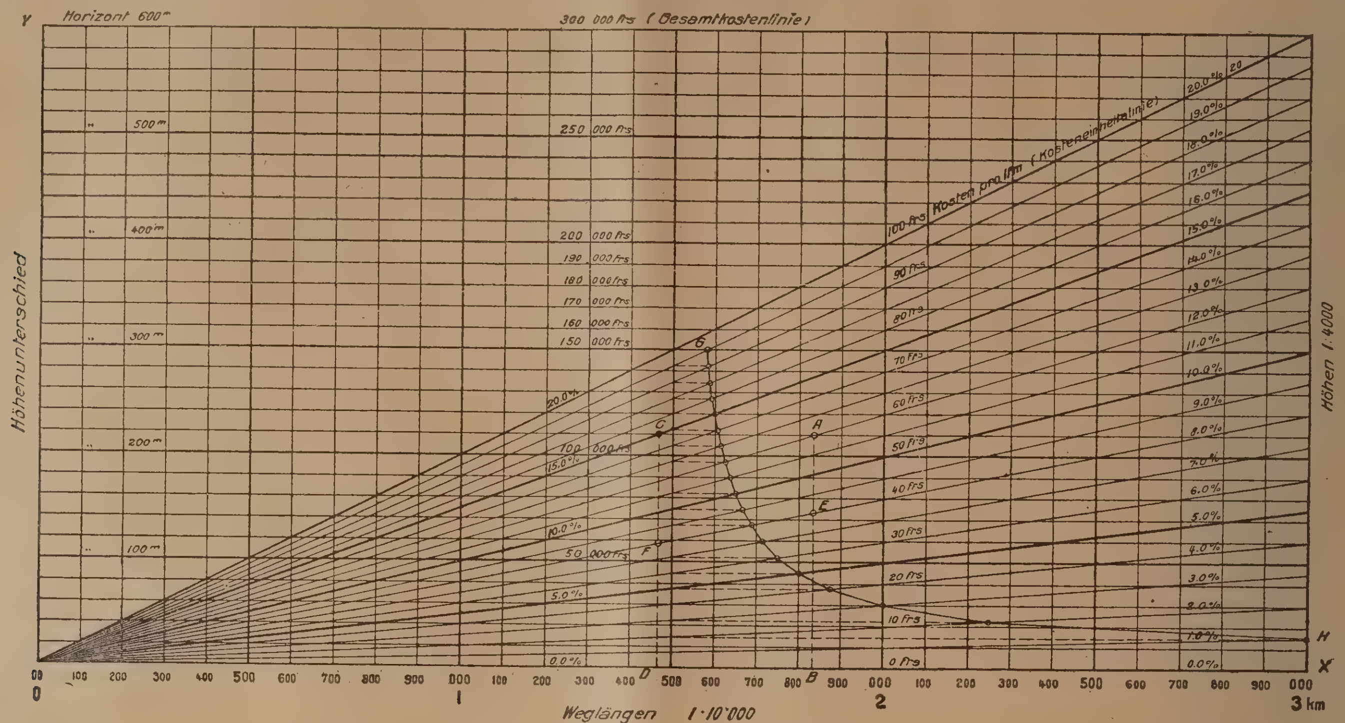
Die Kosten eines Weges sind abhängig von dessen Breite und Länge, die Länge wieder ist eine Funktion der Steigung. Die maximale Steigung erhält dadurch eine grundlegende Bedeutung. Um bei der Vorbehandlung von Weg- und Straßenprojekten nach Festlegung der durch Verkehrsform und Verkehrsstärke bedingten Maximalsteigung möglichst rasch einen Überschlag über die mutmaßlichen Kosten zu erhalten, dient die beigefügte Tabelle, die sowohl zum unmittelbaren Gebrauch als auch als Kontrollmittel mit Vorteil verwendet werden kann.

Die Tabelle besteht aus einem Koordinatensystem, auf dessen Abszisse die Weglängen und auf deren Ordinaten die zu überwindenden Höhen, zugleich Gesamtkostenlinien aufgetragen sind. Vom Nullpunkt aus geht ein Strahlenbündel, das aus Steigungslinien von 1, 2, 3 bis 20 vH besteht, die zugleich Kosteneinheitslinien darstellen. Der Gebrauch der Tabelle sei an einem Beispiel erläutert: Angenommen, es seien zwei Punkte, deren Höhenunterschied z. B. 220 m betrage, durch einen Wegzug mit gleichmäßiger Steigung miteinander zu verbinden. Vor Bestimmung der Kosten der ganzen Anlage ist zunächst die Weglänge zu ermitteln. Diese ergibt sich bei einer Steigung von z. B. 12 vH, indem von dem Schnittpunkt A der Steigungslinien von 12 vH mit der horizontalen Höhenlinie von 220 m ein Lot auf die Abszissenachse gefällt wird, das in B die Weglänge 1830 m abschneidet. Entsprechend ergibt sich für eine zulässige Maximalsteigung von 15 vH in D eine Weglänge von 1467 m. Die Strecke BD gibt den Weglängenunterschied der Steigungen von 12 vH und 15 vH an.

Zur angenäherten Bestimmung der Gesamtkosten müssen die ungefähren Kosten für 1 lfd. m Weg durch Prüfung der Lokalverhältnisse bekannt sein. Sie seien z. B. 40 Fr. Die Gesamtkostensumme kann dann unmittelbar abgelesen werden, indem die Horizontale durch den Schnittpunkt E der Ordinate über Punkt B, der die Weglänge mit 12 vH Steigung angibt, mit der Einheitskostenlinie von 40 Fr. festgelegt wird. Ergebnis 73 000 Fr. Entsprechend wird für eine Steigung von 15 vH eine Summe von 58 000 Fr. gefunden. Der Kostenunterschied von 15 000 Fr. ist nach Berücksichtigung anderer Erwägungen, wie Verkehrserleichterung durch geringe Steigung oder Verbilligung durch größere Steigung für die endgültige Festlegung der Wegführung maßgebend.

Die Kurve GH endlich ist die Verbindungslinie der Punkte, die die Wegverlängerungen für Steigungsunterschiede von je 1 vH angeben, ausgehend von einer Wegverlängerung von 1500 m. Danach sind die Unterschiede der Weglängen von Weganfang bis Wegende bei kleinen Steigungsunterschieden für Wege mit großer Steigung und

großem Höhenunterschied unbedeutend, für Wege mit kleiner Steigung und geringem Höhenunterschied dagegen sehr beträchtlich. Z. B. beträgt die Wegverlängerung von 20 vH auf 19 vH Steigung

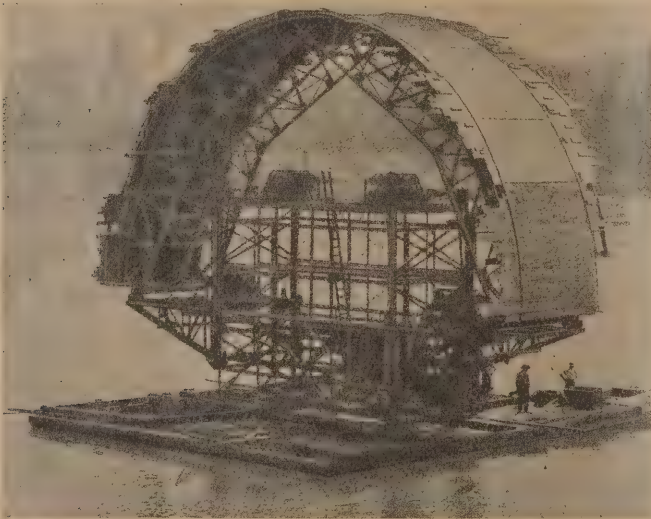



bei einem Höhenunterschied von 300 m rd. 79 m, von 2 vH auf 1 vH Steigung bei nur 25 m Höhenunterschied aber 1500 m. Kleine Gefällsänderungen bedingen somit bei großen Steigungen geringe Längen- und damit Kostenunterschiede, bei kleinen Steigungen dagegen große Längenänderungen und wesentliche Kostenunterschiede. W. Ka.

## Schwimmende Lehrgerüste.

Berichtet aus Eng. News Record, Heft 8 vom 24. August 1922.

Zu einer eigenartigen Anlage hat der Bau der Susquehanna-Brücke Veranlassung gegeben. Sie überspannt als Betonviadukt mit 90 Öffnungen von gleicher Spannweite ein breites Flußtal. Um eine



Schwimmendes Lehrgerüst.

möglichst rasche und auch billige Herstellung der Bögen zu ermöglichen, entschloß man sich dazu, eine Anzahl eiserner Lehrgerüste herzustellen, die mehrmals verwandt werden konnten. — Die Konstruktion der schwimmenden Lehrgerüste ist derart, daß auf einem Schwimmprahm ein turmartiger Aufsatz (Eisenkonstruktion) befestigt ist, der sich teleskopartig höher oder tiefer einstellen läßt. An diesem Turm ist mit Drahtseilen ein Träger aufgehängt, auf dessen überkragenden Enden das eiserne Lehrgerüst aufruht. Es besteht aus 3 Dreigelenkbindern von 19,80 m Spannweite, die gegenseitig steif mit einander verbunden sind; die beiden Kämpfergelenke können um ein geringes Maß nach innen oder außen vermittelst Spindeln verschoben werden. Die Verwendung eiserner Lehrgerüste bedingt in Höhe der Bogenkämpfer die Anbringung einer Stein- oder Holzkonsole, auf welche das Lehrgerüst später abgestützt wird. — Der Bauvorgang ist folgender: Der Viaduktpfeiler wird bis in Höhe der Gewölbekämpfer hochgeführt; das eiserne Lehrgerüst wird zwischen zwei Pfeilern mit verringerter Spannweite eingeschwommen und so weit gehoben, daß die in Höhe der Kämpfergelenke des Lehrgerüstes liegenden Ansätze etwas höher als die Konsolen am Pfeiler zu liegen kommen. Mit den Spindeln wird dann die Spannweite des Bogens auf das normale Maß von 19,80 m gebracht, das Lehrgerüst wird dann so weit gesenkt, bis es auf den Konsolen vollständig aufruht; der Prahm mit dem Turmgerüst fährt dann wieder aus der Öffnung aus. — Der Vorgang beim Entfernen des Lehrgerüstes ist ähnlich: Einfahren des Prahmes zwischen die Öffnung, Hebung des Turmes so weit, bis die Gerüstkämpfer auf dem Träger aufliegen; Verringerung der Spannweite des Dreigelenkbogens mit den Spindeln, Senken des Turmes mit dem darauf abgestützten Lehrgerüst, Ausfahren des Prahmes. Zum Ausfahren des Gerüstes und Wiedereinbauen zwischen zwei Pfeilern wird nicht ganz ein Tag benötigt. Das Verfahren hat sich sehr bewährt; vor allem wird die Billigkeit und der sehr rasche Baufortschritt gerühmt.

Dipl.-Ing. Finter, Karlsruhe.

## Ausbesserung eines undicht gewordenen Wasserbehälters.

Bericht aus Eng. News Record, Heft 8 vom 24. August 1922.

Ein in Eisenbeton ausgeführter Wasserbehälter in Arizona war im Laufe der Zeit undicht geworden und ließ größere Mengen Wasser durchsickern; es hatte sogar den Anschein, als ob das Wasser bereits die Fundamente unterhöhlt hätte. Man war sich darüber klar, daß die Aufbringung einer neuen Betonlage unwirksam sein würde, da der Wasserdruck den Beton zwischen den bestehenden Fugen durchpressen würde. Ursprünglich wollte man die ganze Sohle des Behälters aufbrechen, das Fundament neu herrichten, und darauf eine sorgfältig hergestellte Sohle aufbringen. Der Behälter bestand aus Eisenbetonplatten von 5,10/5,10 m Fläche und 15,2 cm Dicke, zwischen denen eine Temperaturlücke von ½ Zoll war, die mit einer asphaltartigen Masse ausgegossen war. Da diese Platten vollkommen unbeschädigt waren, lediglich die Dichtung und der Zustand des Fundamentes zu wünschen übrig ließ, hielt man es für Verschwendung, den ganzen Boden zu zerstören; man versuchte vielmehr, die einzelnen Platten seitlich zu verschieben, das Fundament wieder herzustellen und dann die Platten wieder aufzubringen. Nach einiger Übung ging die Arbeit ziemlich rasch vonstatten. Man ging in der Weise vor, daß zuerst die Asphaltfuge ausgebrannt wurde, dann von etwa 20 Mann mit Brecheisen die Platte so weit gehoben wurde, daß Rollen unterlegt werden konnten, auf denen dann die 13 Tonnen schweren Platten auf eine mittlere Entfernung von 6 m verschoben wurden. Das Fundament konnte verhältnismäßig leicht wieder instand gesetzt werden,

worauf die Platte wieder in ihre alte Lage geschoben wurde. Mit eingepreßtem Zementbrei wurde für eine gute und innige Verbindung zwischen Fundament und Platte gesorgt; die Temperaturlücke wurde jetzt auf das Sorgfältigste hergestellt. — Die Kosten dieses Verfahrens waren nur etwa halb so groß als sie für die vollständige Neuherstellung des Bodens in Anschlag gebracht worden waren.

Dipl.-Ing. Finter, Karlsruhe.

## Aufklappbare Bogenbrücke in Caorla (Venetien).

Besonders zahlreich sind die beweglichen Brücken in den italienischen Provinzen bei Venedig infolge des Vorhandenseins zahlreicher Kanäle in der Nähe der Lagunen. Bevorzugt werden besonders die Klappbrücken wegen ihrer geringen Behinderung des Verkehrs, der bequemen Handhabung bei der Bewegung und der leichten Vergrößerungs- bzw. Verbreiterungsmöglichkeit durch Nebenansetzen weiterer Zugklappen.

Eine Klappbrücke neuerer Art und besonders leichter Konstruktion ist in Caorla nach den Plänen von Adolfo Rossi errichtet worden. Berichte über diese Brücke sind im Giornale del Genio vom März 1922 und in Le Génie Civil Bd. 81, Nr. 6 vom August 1922 veröffentlicht worden.

Die Brücke wird, wie die Fig. 1 bis 3 zeigen, von zwei Dreigelenkbogenträgern in Fachwerkkonstruktion gebildet. Die in zwei Teile getrennte Fahrbahn wird durch 6 Querträger gebildet, die mittels steifer, vertikaler Zugstangen an die Bogenträger aufgehängt sind Auf den Querträgern sind die Längsträger befestigt, die einen Belag von Eichenholz tragen. Über jedem Widerlagerpfeiler der Brücke sind zwei Pylonen montiert, an deren Spitzen Wagebalken befestigt sind, die an ihren uferseitigen Enden Gegengewichte zum Ausgleich des Brückengewichtes tragen und am anderen Ende Kabel zum Heben der Fahrbahn. Das Anheben der Brücke wird durch Zugkabel bewirkt, die unter Zwischenschaltung von Flaschenzügen am Ende der Gegengewichte angreifen und dann über Winden laufen, die auf der Zeichnung nicht dargestellt sind.

Die Stützweite der Brücke beträgt 10 m und der Achsabstand der Bogenträger 3,75 m. Wenn die Brücke geschlossen ist, stehen die Wagebalken horizontal. Ihr Gelenk liegt 5,2 m über der Fahrbahn. In dieser Höhe sind die Pylonen durch Querriegel miteinander verbunden. Das Gewicht der gesamten Eisenkonstruktion der Brücke beträgt ungefähr 10 Tonnen. Das Bauwerk hat 60 000 Lire gekostet ohne die Ausgaben für Anfuhr und Montage und ohne die Nebenkosten, die insgesamt 72 000 Lire betragen haben.

Dipl.-Ing. Alfred Söllner.

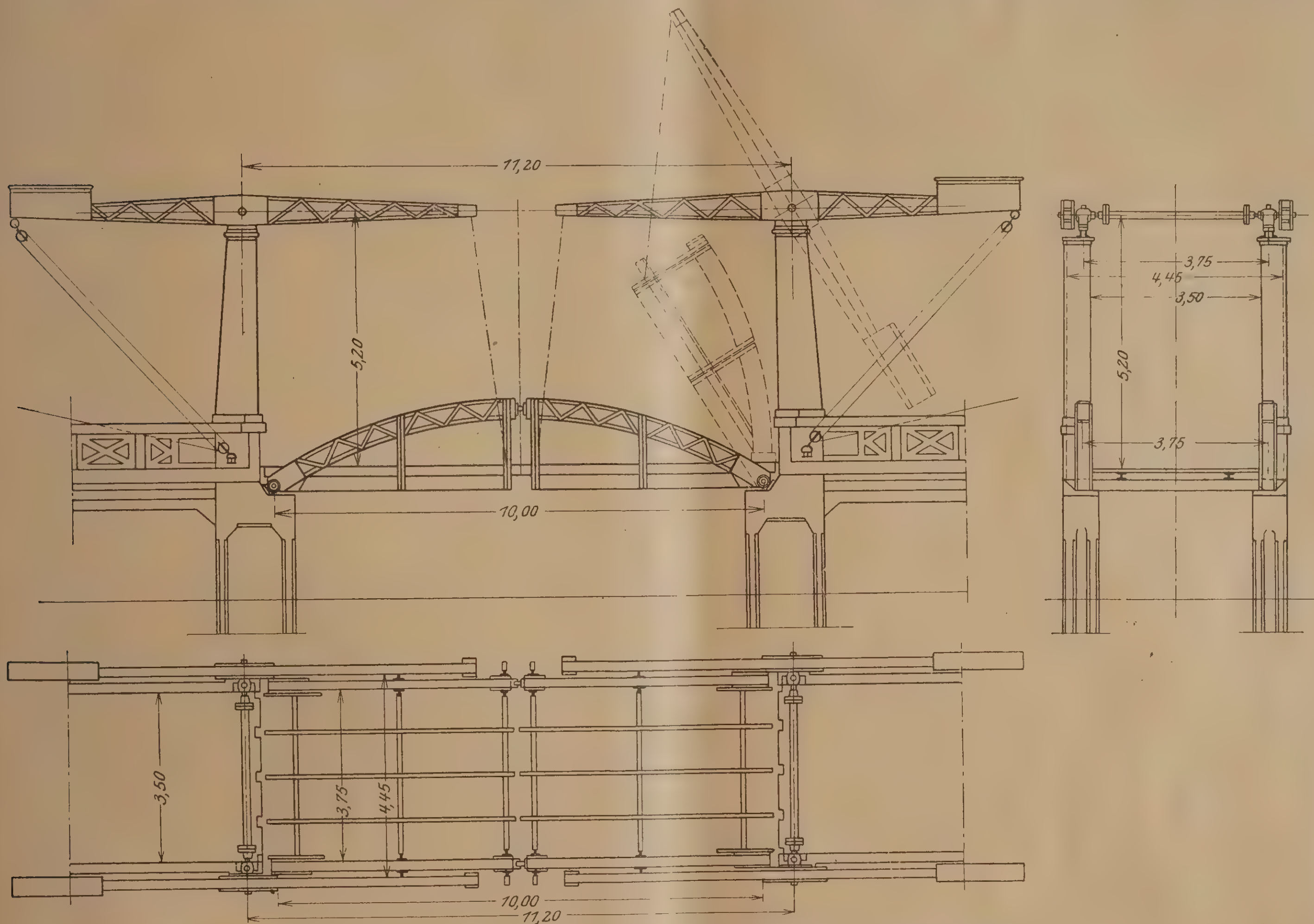



**Abb. 1—3.** Ansicht, Grundriß und Querschnitt der Klappbrücke in Caorla (Venetien).

## Kabelverschiebung an der Brooklyn-Brücke.

Wie auch bei uns schon durch kurze Zeitungsnotizen bekannt geworden ist, sind an den Kabeln der Brooklynbrücke, die in New York über den East River führt, Verschiebungen beobachtet worden. Diese Tatsache ist amtlich bekannt gegeben worden und hat in Amerika Anlaß zu ausführlichen Erörterungen in der Presse gegeben, in denen die Notwendigkeit einer neuen Brücke verfochten wurde. Abgesehen davon, daß sie die alte, die an der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit nahezu angekommen ist, entlasten soll, wäre sie auch Vorbedingung für eine durchgreifende Instandsetzung der alten Brücke, die dabei für den Verkehr vollkommen gesperrt werden müßte. Alte und neue Brücke müßten möglichst nahe beieinander liegen.

Die Ermittelungen der Baubehörde haben folgendes ergeben: Die Bewegung der Kabel, die am 15. Juni festgestellt wurde, betrafen die beiden nördlichen Kabel auf ihrem westlichen oder Manhattan-Turmlager. Das nördlichste oder A-Kabel hat sich 1¾ Zoll (40 mm) von der Seitenöffnung nach der Hauptöffnung zu verschoben, das nächste oder B-Kabel um ½ Zoll (12 mm) in der gleichen Richtung. Weitere Veränderungen an der Brücke konnten trotz mehrfacher genauer Durchsichten seitdem nicht wahrgenommen werden. Besonders die Verankerungen und die Türme befinden sich in einwandfreiem Zustande, ebenso zeigt der Überbau nichts Auffälliges.

Es wird vermutet, daß die jetzige Bewegung der Kabel eine Wiederherstellung des Kräftegleichgewichtes ist, die im Zusammenhang mit einer 1898 beobachteten Kabelverschiebung zu stehen scheint, als der elektrische Bahnbetrieb über die Brücke begann. Damals zeigten die südlichen Kabel die größte Bewegung, während die nördlichen Kabel nur sehr geringe bis keine Verschiebung erlitten. Die frühere Bewegung war eine Verschiebung der Kabelsättel auf ihren Unterlagen, da die Rollenlager daran in den Jahren vorher festgerostet waren. Seitdem sind die Sättel festgelegt worden. Die jetzige Bewegung war dagegen ein Verschieben der Kabel auf ihren Sätteln. (Eng. News Record v. 3. 8. 22.)

Gl.

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Die Leistungsfähigkeit des Panamakanals.

(Nach einem Bericht aus Engineering News Record 1922, Heft 16 vom 19. Oktober 1922.)

Nachdem der Panamakanal seit seinem Bestehen mit Ausnahme einiger größerer Erdrutschungen sich gut bewährt hat, sind Stimmen laut geworden, die bezweifeln, daß der Kanal und besonders das Schleusungswasser genügen wird, um den von Jahr zu Jahr steigenden Verkehr zu bewältigen. Von einer Seite wird behauptet, der Kanal könne höchstens 50 Millionen Nettoregistertonnen in einem Jahr durch seine Schleusen bringen, daß aber der für die Schleusungen zur Verfügung stehende Wasservorrat lediglich für 30 Millionen Tonnen genügen wird. Für den Fall eines zunehmenden Verkehrs, der gegen Mitte dieses Jahrhunderts auf 50 bis 100 Millionen Tonnen geschätzt wird, sind Untersuchungen darüber angestellt worden, ob der Kanal diesen Verkehr bewältigen können wird.

Für die Bestimmung der Leistungsfähigkeit des Kanales sind drei Faktoren maßgebend: 1. Die Zahl und Abmessung der Schleusen; 2. die Zeit, die zum Schleusen eines Schiffes benötigt wird; 3. der für die Schleusungen erforderliche Wasserbedarf.

1. Die Abmessung der Schleusen: Mit einer Länge von 300 m, einer Breite von 33 m und einer Höhe über dem Drempel von 12,70 m genügen die Schleusen allen Anforderungen, die der Handels- und Kriegsschiffverkehr in absehbarer Zeit an dieselben stellen wird. Für möglicherweise notwendig werdende Erweiterungen sind Projekte bereits aufgestellt.

2. Die Schleusungsdauer eines Schiffes: In den beiden nebeneinander liegenden Schleusen können in 24 Stunden 48 Schleusungen vorgenommen werden. Unter der Annahme, daß nur Schiffe von 3500 Tonnen geschleust werden, ergibt sich eine jährliche Gesamttonnage von 50 Millionen Tonnen, unter Berücksichtigung der Zeit für die Stillegung einer Schleuse, die anläßlich kleinerer Ausbesserungs- und Anstreicharbeiten in Ansatz zu bringen ist. Bei größer werdendem Verkehr kann durch Anlage einer dritten Schleuse, deren Breite mit 40.5 m vorgesehen ist, eine bedeutend größere Tonnenzahl geschleust werden.

3. Der Wasserbedarf für die Schleusungen: Das zum Betrieb der Scheitelhaltung des Kanales erforderliche Wasser wird zurzeit in dem Gatun-See aufgespeichert, der bei einer nutzbaren Stauhöhe von 2.10 m eine nutzbare Wassermenge von 0.9 Billionen m³ aufspeichern kann. Für die augenblicklichen Verhältnisse genügt diese Wassermenge, bei größer werdendem Wasserbedarf sollen in den Seitentälern, die in den Panamakanal einmünden, Talsperren angelegt werden, deren Wasser zum Betrieb der Scheitelhaltung herangezogen werden soll. — Die natürlichen und teilweise künstlich angelegten Zuläufe zum Gatunsee haben in dem in Amerika äußerst trockenen Jahre 1920 4.84 Billionen m³ betragen. Hiervon gingen ab:

| | |
|---|---|
| Infolge Verdunstung | 13 vH |
| Durch Schleusungen | 12 „ |
| Zur Erzeugung von elektrischer Energie | 20 „ |
| Über den Überfall abgelaufen | 47 „ |
| Als Sicker- und Gebrauchswasser | 2 „ |

Insgesamt wurden in dem besagten Jahr 10 Millionen Tonnen geschleust.

Aus den oben erwähnten Zahlen und dem Material, das in „Engineering News Record" gebracht wird, geht einwandfrei hervor, daß der Kanal in seinen heutigen Abmessungen auch in trockenen Jahren vollständig genügt, um einen jährlichen Verkehr von 50 Millionen Netto-Register-Tonnen zu bewältigen. Man schätzt, daß diese Zahl zwischen 1950 und 1960 erreicht werden wird; in einem oder zwei Jahrzehnten wird man bezüglich dieses Punktes klar sehen können und wird dann noch genug Zeit haben, um u. U. die Maßnahmen zu treffen, die geeignet sind, dem für die gesamte Weltschifffahrt so wichtigen Kanal eine größere Leistungsfähigkeit zu verleihen.

Dr.-Ing. Finter, Karlsruhe.

## AGO-Ausschuß: „Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure".

Erhöhungen ab 1. Januar 1923.

1. Stundensätze auf 2000.— M.
2. Reiseaufwandentschädigung:
   a) für den Tag ohne Übernachten auf 3500.— M.
   b) für den Tag mit Übernachten auf 6000.— M.

Der Vorstand des AGO.

---

# PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1922, S. 29.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. Okt. 1922.

Kl 80 b, Gr. 12. W 54 294. Gustav Wünsche, Berlin, Hufelandstr. 4. Verfahren zur Herstellung von Lehmbeton. 13. I. 20.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 86 974. Dr.-Ing. Fritz Heyn, Stettin, Grabower Str. 6 b. Für verschieden hochliegende Wasserspiegel einstellbarer selbsttätiger Heber. 12. IX. 21.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 88 143. Dr.-Ing. Fritz Heyn, Stettin, Grabower Str. 6 b. Selbsttätige Heberanlage nach Patent 156 796. 17. XII. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. Okt. 1922.

Kl. 5 c, Gr. 4. W 56 984. August Wolfsholz, Preßzementbau A.-G., Berlin. Verfahren zum Sichern loser Gebirgsschichten im Bergbau. 15. XII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 5. S 60 277. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Vorrichtung zum getrennten Stellen und Verriegeln von Weichenzungen. 5. VII. 22. Holland 3. IX. 21.

Kl. 80 b, Gr. 1. P 41 700. Friedrich Petzold, Elbingerode, Post Rübeland, Harz. Verfahren zur Herstellung eines wasserdichten Baustoffs. 22. III. 21.

Kl. 80 b, Gr. 13. H 88 304. Werner Heyd, Freilassing O.-B. Verfahren zur Verbesserung der Haftfestigkeit von Mörtel und Putz an Holz. 2. I. 22.

Kl. 84 c, Gr. 4. M 60 057. Dr.-Ing. Friedrich Ritter von Merkl, Wien; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Druckluft- oder Dampframme. 16. VIII. 16. Österreich 18. X. 15.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. Okt. 1922.

Kl. 20 c, Gr. 15. G 56 644. F. C. Glaser & R. Pflaum, Berlin. Selbsttätige Festhaltevorrichtung für Gleisfahrzeuge als Sicherung gegen Umstürzen. 19. V. 22.

Kl. 37 a, Gr. 5. W 52 014. Rudolf Winternitz, Wien; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonbauten. 6. II. 19. Österreich 7. V. 18.

Kl. 85 e, Gr. 1. W. 57 413. Wilhelm Wurl, Berlin-Weißensee, Rölkestr. 70/73. Notauslaßkläranlage. 3. II. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. Okt. 1922.

Kl. 19 a, Gr. 20. K 76 274. Fried. Krupp, Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Rillenschiene mit umkehrbarer Zwangschiene. 9. II. 21.

Kl. 19 a, Gr. 28. K. 82 236. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wannseebahn, Sophie-Charlotten-Str. 11. Gleisrückmaschine; Zus. z. Anm. K 78 793. 3. VI. 22.

Kl. 20 a, Gr. 12. P 43 065. Richard Petersen, Oliva b. Danzig; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat-Anw., Berlin SW 47. Seilhängebahn. 25. X. 21.

Kl. 20 g, Gr. 1. R 54 197. Eduard Ruticka, Prag-Smichow; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Wassermann, Pat-Anw., Berlin SW 68. Drehscheibe mit durchgehenden Hauptträgern. 18. X. 21.

Kl. 20 i, Gr. 15. Z 13 347. Adolf Zomann, Prag; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. J. Oppenheimer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Vorrichtung zur selbsttätigen Weichenverstellung. 6. IX. 22. Tschecho-Slowakei 19. IX. 21.

Kl. 20 i, Gr. 33. W 62 061. Leopold Wittmann, Wien; Vertr.: Johann Scheibner, Pat.-Anw., Gleiwitz. Mehrfacher Signalapparat für Lokomotiven. 8. IX. 22.

Kl. 20 i, Gr. 37. P 44 260. Ernest Augustin Payen, Epernay, Marne, Frankr.; Vertr.: A. Bauer, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Zugdeckungseinrichtung mit Streckenhindernissen nach Art der Blocksignalsysteme. 20. V. 22.

Kl. 80 b, Gr. 21. D 41 916. Deutsche Porosit-Beton-G. m. b. H., Berlin. Verfahren zur Herstellung von Betonmauerwerk; Zus. z. Pat. 338 552. 13. VI. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. Nov. 1922.

Kl. 80 a, Gr. 48. W 57 537. Karl Wettstein, Brüx, Böhmen; Vertr.: Th. Hauske, Berlin, Brandenburger Str. 63. Verfahren zur Herstellung von Dielen und anderen, vorwiegend flächenhaft ausgebildeten Körpern aus Zement und anderen abbindenden Massen mit Drahtbewehrung. 26. I. 21.

Kl. 80 b, Gr. 19. G 55 259. Dr. Arthur Guttmann, Düsseldorf, Ludendorffstr. 27. Verfahren zur Herstellung von sofort verwendbaren und wetterbeständigen Mauersteinen aus Kohlenschlacke. 17. XI. 21.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 84 555. Johannes Heyn, Stettin, Grabower Str. 6 b. Heberanlage; Zus. z. Anm. H 83 679. 7. III. 21.

Kl. 84b, Gr. 1. G 56 333. Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Abschluß von Kanalhaltungen an Schiffshebewerken. 15. IV. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. Nov. 1922.

Kl. 20 a, Gr. 12. G 56 362. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Seilschwebebahn mit in Gehängekäfigen beförderten Grubenwagen. 15. IV. 22.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 60 142. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Nachspannbare Fahrleitung. 19. VI. 22.

Kl. 37 f, Gr. 3. L 52 509. Dipl.-Ing. Hugo Lauber, Aschaffenburg. Verfahren zum Schutze von Behältern und Leitungen, die zur Aufnahme und Führung von natürlichen sulfat-, kohlensäure- oder humussäurehaltigen Wässern und Abwässern dienen. 1. III. 21.

Kl. 80 b, Gr. 9. K 78 000. Adolf Kuzelowsky, Hamburg, Wagnerstraße 13. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen, Platten und anderen Formstücken. 10. VI. 21.

## B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. Okt. 1922.

Kl. 19 a, Gr. 28. 365 370. Heinrich Christiansen, Pinneberg i. Holst. Maschine zum gleichzeitigen Bohren sämtlicher Löcher in Eisenbahnholzschwellen. 13. IX. 21. C 31 113.

Kl. 19 c, Gr. 1. 364 706. Dr. J. Jacob Heyer, München, Gernerstr. 62. Verfahren zum Herstellen von Teerschotterstraßen mit Teer und eingedickter Sulfitlauge. 19. XI. 16. H 71 283.

Kl. 37 a, Gr. 5. 365 326. Rudolf Höfler, Mödling, u. Sigmund Renyi, Wien; Vertr.: O. Wolff, H. Dummer u. Dipl.-Ing. Ifferte, Pat.-Anwälte, Dresden. Fachwerkwand aus Beton oder Eisenbeton. 18. V. 15. H 68 454.

Kl. 37 b, Gr. 5. 365 237. Carl Korbsch, Tarnowitz, Polen; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Zimmerstädt, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Holzverbindung. 10. VII. 21. K. 78 338.

Kl. 80 a, Gr. 45. 365 147. Richard V. Mattison jr., Upper Dublin, Montgomery, Penns., V. St. A.; Vertr: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von faserstoffhaltigen Zementerzeugnissen. 27. II. 20. M 68 449. V. St. Amerika 12. II. 19.

Kl. 80 b, Gr. 6. 364 804. Carl Brandt, Nienburg a. d. Weser. Verfahren zur Herstellung von hydraulischem Mörtel aus Gips. 5. XII. 18. B 87 935.

Kl. 84 a, Gr. 3. 364 959. Johannes Heyn, Stettin, Grabower Str. 6 b. Heberanlage nach Art des Patentes 156 796. H 83 679.

Kl. 84 a, Gr. 3. 364 960. Johannes Heyn, Stettin, Grabower Str. 6b. Selbsttätiger Heber. 4. III. 21. H 84 534.

Ul. 84 a, Gr. 3. 365 065. Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart, Karlstraße 3. Vereinigtes Schneiden- und Gleitlager. 18. IX. 21. B 101 623.

Kl. 84 a, Gr. 4. 365 066. Maschinenbau-Akt.-Ges., vorm. Starke & Hoffmann, u. Alfred Saachers, Hirschberg i. Schl. Absperrvorrichtung für Ausläufe oder Rohrleitungen bei Talsperrablässen u. dgl. 2. IV. 21. M 73 188.

Kl. 84 a, Gr. 4. 365 152. Gebrüder Sulzer, Akt.-Ges., Wintherthur, Schweiz; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Anordnung zur Verbindung der einzelnen Rohrstücke von Druckwasserstollen-Auskleidungen u. dgl. 30. X. 21. S 57 938. Schweiz 31. I. 21.

Kl. 84 a, Gr. 6. 365 153. Léon Jonneret & Fils Ainé, Genf, Schweiz; Vertr: B. Bomborn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einrichtung für die Reinigung der Rechen von Wasserkraftanlagen. 16. VIII. 21. J 21 858. Schweiz 10. I. 21.

Kl. 84 d, Gr. 2. 365 268. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Trockenbagger mit Durchfahrtöffnung und mit gelenkiger Lagerung auf seinen hinteren Rädergestellen. 21. VII. 21. L 53 609.

Kl. 84 d, Gr. 4. 364 865. Pieter Hendrik van Wienen, Hamburg. Viereckiges Saugmundstück für Schlamm- und Sandbagger, deren Saugrohr nach der Vorderseite des Schiffes geneigt ist und an der Unterwand eine Platte mit einem ansteigenden Teil besitzt. 14. V. 21. W 58 388.

Kl. 84 d, Gr. 4. 364 866. Pieter Hendrik van Wienen, Hamburg. Saugbaggerkörper für Saug- und Preßbaggermaschinen, bei denen die Erde durch löffelartige Werkzeuge aufgehoben wird. 21. V. 21. W 58 425.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. Okt. 1922.

Kl. 5 c, Gr. 2. 365 583. Dr.-Ing. Fritz Heise, Bochum, Herner Str. 43. Verfahren zur Kälteverteilung auf die ganze Höhe des Gefrierrohres für Gefrierschächte. 22. VII. 21. H 86 313.

Kl. 20 a, Gr. 14. 365 792. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg-Buckau. Schrägaufzug für Gleisfahrzeuge. 11. XII. 21. M 76 019.

Kl. 20 g Gr. 7. 365 698. Benjamin Franklin Fitch, Evanston, Cook County, Illinois, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. Bloch, Pat.-Anw., Berlin NW 21. Verfahren zum Umladen von Frachtgut mit Hilfe einer Plattform. 10. VII. 20. F 47 270. V. St. Amerika 12. II. 17.

Kl. 20 h, Gr. 5. 365 997. Emil Winkler, Elster a. E., Kreis Wittenberg, Bez. Halle. Hemmschuh mit um den Schienenkopf greifenden Klauen. 28. IX. 21. W 59 512.

Kl. 20 i, Gr. 4. 365 986. Peter English, Detroit, V. St. A.; Vertr.: A. Bauer, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Weiche für Einschienenbahnen. 28. XII. 15. E 21 406.

Kl. 20 i, Gr. 12. 365 699. Louis Sträubichen, Hamburg, Höherade 4. Schmiervorrichtung für Rollenlager, insbesondere für Eisenbahnsignalvorrichtungen u. dgl. 29. III. 22. St. 35 588.

Kl. 20 i, Gr. 14. 365 436. Allgem. Elektricitätsgesellschaft, Berlin, Weichensignal für einfache Kreuzungsweichen. 4. V. 22. A 37 644.

Kl. 20 i, Gr. 17. 365 596. Dr.-Ing. Eugen Roch, Hamburg, Eppendorfer Landstr. 86. Elektromagnetisches Weichenstellwerk. 24. IX. 20. R 51 176.

Kl. 20 i, Gr. 41. 365 998. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Für Eisenbahnen bestimmte Vorrichtung zum Zählen der über einen Schienenweg rollenden Räder von Eisenbahnfahrzeugen. 13. I. 22. K 80 446.

Kl. 20 k, Gr. 7. 365 597. Allgemeine Elektro-Industie, Dortmund, Im Schienenkopf eingebetteter Schienenverbinder zur Stromübertragung bei elektrischen Grubenbahnschienen. 10. VIII. 21. A 36 031.

Kl. 20 k, Gr. 7. 365 598. John J. Kjellgeen, Cleveland, Ohio, V. St. A.; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Schienenverbindung mittels Lichtbogenschweißung. 25. III. 20. K 72 400. V. St. Amerika 22. XI. 16.

Kl. 20 k, Gr. 7. 365 599. Diederich Storjohann, Immigrath, Niederrh. Schienenverbinder für Schienenstumpfstöße elektrischer Bahnen. 26. X. 20. St. 33 739.

Kl. 35 a, Gr. 4. 365 916. Gustav Dehne, Leipzig, Weststr. 76. Bauaufzug. 2. XII. 20. D 38 685.

Kl. 37 a, Gr. 4. 365 830. Johann Nöth, Bamberg, Augustenstr. 4. u. Georg Holzmann, Nenses b. Eggolsheim. Hohlwand mit gemauerten Pfeilern. 28. VII. 21. N 20 184.

Kl. 37 a, Gr. 5. 365 624. George Henry Forrester, Riemore, Engl.; Vertr.: Paul Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Bewehrung für hohle Betonmauern. 10. IX. 20. F 47 624. England 13. XII. 19.

Kl. 65 a, Gr. 77. 365 509. Johann Bauer, Regensburg, Minoritenweg 25. Verfahren zum Anhalten von talwärts fahrenden Schiffen. 3. III. 22. B 103 814.

Kl. 81 e, Gr. 22. 365 972. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wannseebahn, Sophie-Charlotte-Str. 11. Vorrichtung zum Gleisrücken und Wagenkippen. 21. XII. 21. K 80 202.

K. 84 a, Gr. 3. 365 777. Friedrich Edelmann, Cannstatt, Teckstr. 971. Antrieb für geteilte Schützen. 10. XI. 21. E 27 323.

Kl. 84 d, Gr. 2. 365 424. Paul Kuske, Mücheln, Bez. Halle. Kettenbolzen für Eimerbagger. 6. I. 21. K. 75 802.

Kl. 85 d, Gr. 1. 365 879. Jacob Johanni, Augsburg, Ulmer Str. 120. Rammspitzenrohr für Röhrenbrunnen. 13. III. 21. J 21 326.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. Nov. 1922.

Kl. 20 a, Gr. 14. 366 160. Anton Krahl, Bergesgrün, Bez. Brüx, Tschechoslowakei; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Fischer, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Selbsttätige Umlenkstation für Bergwerkseilbahnen mit Oberseil. 30. VIII. 21. K 78 927.

Kl. 35 b, Gr. 1. 366 387. Otto Graber, Luzern, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. Oppenheimer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Kabelkran. 22. XI. 21. G 55 326. Schweiz 4. XI. 21.

Kl. 37 e, Gr. 11. 366 481. Johann Gustav Schmitz, Duisburg, Sternbuschweg 132. Verfahren zur Herstellung von Fabrikschornsteinen aus Beton mittels einer Ringschalung. 10. X. 19. Sch 56 403.

Kr. 42 c, Gr. 9. 366 562. Walter Ashauer, Hagen i. W., Boelerstr. 19. Vorrichtung zur selbsttätigen Landvermessung, bei der die Aufzeichnung der zurückgelegten Wege durch einen Kompaß erfolgt, dessen jeweilige Stellung auf lichtempfindlichem Papier verzeichnet wird. 2. VI. 20. A 33 504.

Kl. 42 c, Gr. 9. 366 563. Walter Ashauer, Hagen i. W., Boelerstr. 19. Vorrichtung zur selbsttätigen Landvermessung; Zus. z. Pat. 366 563. 2. III. 21. A 34 967.

Kl. 80 a, Gr. 7. 366 348. Lewis R. Ferguson, Philadelphia, Rudolph J. Wig, Washington und William Ainsworth McIntyre, Ardmore, V. St. A.; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Mörtelmischmaschine. 7. IX. 16. F 41 214.

Kl. 80 a, Gr. 48. 366 525. Wilhelm Bell, Magdeburg, Helmholtzstr. 5. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung transportabler Beton-Baukörper von größerer Länge mit Eiseneinlagen. 19. X. 20. B 96 467.

Kl. 80 b, Gr. 1. 366 441. Fa. Johann Heinrich Ditter, Baugeschäft, Leipzig. Verfahren zur Herstellung von Mörtelbildnern oder Mörteln, die gegen Feuchtigkeit und Salzdurchtritt vollkommen dicht sind. 23. XI. 20. D 38 631.

# BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Metallographie von Prof. E. Heyn und Prof. O. Bauer. I und II. 2. Aufl. Berlin. Vereinigung wissenschaftlicher Verleger 1920.

Die Verfasser geben in zwei Bändchen der Sammlung Göschen einen Überblick über das gesamte Gebiet der Metallographie. Das erste Bändchen behandelt die Technik der Metallographie und die metallographischen Eigenschaften der einheitlichen Stoffe, das zweite Bändchen die zusammengesetzten Stoffe (Legierungen). Trotz der knappen Fassung werden alle für den Anfänger wichtigen wissenschaftlichen Erfahrungen berücksichtigt. Die Darstellung ist sehr klar und durch gut ausgewählte mikrophotographische Aufnahmen der Verfasser unterstützt. Auch der praktischen Anwendung der Metallographie, in Sonderheit dem für die Technik besonders wichtigen System Eisen-Kohlenstoff, wird eine eingehende Behandlung gewidmet, für die den Verfassern reiche eigene Erfahrungen zu Gebote stehen. Das bereits in der 2. Auflage erschienene Werkchen verdient in jeder Hinsicht als Einführung in die Metallographie wärmste Empfehlung. Auch die Ausstattung durch den Verleger ist sehr gut.

Schwinning.

Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung. Herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. E. Mörsch, Prof. a. d. Techn. Hochschule Stuttgart. Fünfte, vollständig neubearbeitete und vermehrte Auflage mit 527 Abb. Stuttgart 1922. Verlag von Konrad Wittwer. Preis geb. 480 M (freibleibend).

Für jeden Eisenbetonfachmann ist es ein Ereignis, wenn eine Neuauflage des Lehrbuches von Dr.-Ing. e. h. Mörsch über den Eisenbetonbau herauskommt, und ein ganz besonderes Ereignis ist diesmal der vollkommen umgearbeitete Teil, der als zweiter Teil des ersten Bandes in der neuen Form erscheint. In ihm werden im besonderen die Wirkung der Schubkräfte bei Biegung behandelt — ein Arbeits- und Forschungsgebiet, auf dem von Anfang an gemeinsam mit v. Bach Mörsch führend gewesen ist, und der es als erster der Praxis wirklich erschlossen hat. Diese Stellung allen den mit Schub und Biegung in Zusammenhang stehenden Fragen gegenüber behält auch Mörsch bei der jetzt vorliegenden Bearbeitung bei. Soweit möglich, werden die Ergebnisse der Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton herangezogen und verwertet, daneben neue Versuche erstmalig über das hier in Frage stehende Gebiet vorgeführt und für die theoretischen Darlegungen nutzbar gemacht. So bringt denn das Werk viel des Neuen und Grundlegenden für Theorie und — was zum mindesten gleich wertvoll — auch für die praktische Ausgestaltung der Verbundbauten. Behandelt wird zunächst die Wirkung der Schubkräfte bei Biegung, im besonderen die tatsächliche Verteilung der Schubspannungen im Verbundquerschnitt vor der Rißbildung, weiter die Wirkungsweise von Bügeln und Schrägeisen auf die Berechnung der abgebogenen Eisen bei den verschiedensten Trägerlagerungen (freiaufliegend, Konsole, kontinuierte Träger usw.). Hierbei stützt sich Mörschs Buch auf neue Versuche bei verschiedener Balkenhöhe, ausgeführt von der Aktiengesellschaft Wayß und Freytag. Neu ist hier auch der bisher von keiner anderen Stelle behandelte Abschnitt über die Schubspannung bei Biegung und Achsialdruck. Ferner wird die Drehungsfestigkeit bewehrter und unbewehrter Betonkörper besprochen, wobei verschiedene neue Versuche des Verfassers eine willkommene Klärung des Torsionsproblems gestatten, sodaß die Widersprüche zwischen Zug- und Torsionsfestigkeit bei Beton eine vollkommene Klärung erfahren — ein weiteres besonderes Verdienst des Verfassers. Weiter werden behandelt die Beziehungen zwischen Biegungsmoment und Formänderungswinkel, ringsum aufliegende Platten, Pilzdecken (der amerikanischen Berechnungsart angepaßt), Stoßverbindungen der Eisen, Einsenkungen und endlich Geschichtliches. Im letzten Abschnitt gibt der Verfasser für die Einführung des Verbundbaus in Berlin durch G. A. Wayß in den achtziger Jahren des vergangenen Jahrhunderts bzw. der führenden Anteilnahme von Dr.-Ing. Koenen an diesen Versuchen eine der bekannten Koenenschen Mitteilungen durchaus widersprechende Darlegung, indem er G. A. Wayß als die allein für die Durchbildung der Versuchskörper und die statisch richtige Lage der Eisen maßgebende Persönlichkeit in den Vordergrund stellt. Im Interesse der geschichtlichen Forschung ist es dringend erwünscht, daß diese Frage eine baldige endgültige Klärung finde, zumal noch so mancher am Leben ist, der jene Entwicklung miterlebt hat und sie unbeeinflußt „von der Parteien Haß und Gunst" darzustellen vermag.

In einem Nachtrage sind erweiterte, sehr praktische Berechnungstafeln für Biegung mit Achsialkraft gegeben, die alle in das Gebiet schlagende Ermittlungen auf recht bequeme und einfache Weise durchzuführen gestatten. Endlich beschließen die deutschen Bestimmungen vom Jahre 1916 und vom Verfasser besonders berechnete und dem Verbundbau angepaßte Tabellen über den kontinuierlichen Träger den vorliegenden hochwertvollen Band. Ihm eine besondere Empfehlung mit auf den Weg zu geben, läßt der Namen seines Verfassers als überflüssig erscheinen.

Band II, der Ausführungen des Verbundbaus enthalten soll, wird voraussichtlich in Jahresfrist nachfolgen.

M. F.

Repertorium der höheren Mathematik (zweite völlig umgestaltete Auflage der deutschen Ausgabe von Pascals Repertorium der höheren Mathematik) II. Band, 2. Hälfte (Raumgeometrie), herausgegeben von Prof. Dr. H. E. Timerding. Verlag B. G. Teubner, Leipzig und Berlin. 630 S. Preis 96 M.

Mit dem vorliegenden Band ist nach langer Pause der geometrische Teil dieses großzügig angelegten Gesamtwerkes unter Mitwirkung verschiedener Fachgelehrter zum Abschluß gebracht worden. Wenngleich es bei dem enzyklopädischen Charakter, den es trotz Ausschaltung gewisser Teile trägt, seine volle Würdigung nur in den Kreisen der Mathematiker wird finden können, so darf doch an dieser Stelle der Hinweis darauf nicht unterlassen werden, daß es für den wissenschaftlich forschenden Ingenieur, der sich häufig genug bei der Durchführung seiner Arbeiten vor mathematische Fragen gestellt sieht, die ihm zunächst ferner liegen, eine Fundgrube für all die Mittel und Wege bedeutet, die sich zur Lösung derselben dienstbar machen lassen. Trotz der Fülle des Stoffes und dem im Verhältnis dazu geringen Umfang bringt auch dieser Band des Repertoriums der höheren Mathematik nicht eine bloße Anhäufung von Regeln und Methoden, sondern es tritt überall die Absicht der Verfasser hervor, einen systematischen und volles Verständnis erweckenden Überblick über das Gesamtgebiet der Raumgeometrie zu geben. Von besonderem Werte sind dabei die überaus zahlreichen und umfassenden Literaturhinweise auf vollständigere Behandlung des betreffenden Gegenstandes, sowie ein komplettes Sachregister für beide Hälften des zweiten Bandes.

Der außerordentlich umfangreiche Stoff ist auf 18 Kapitel verteilt, von denen je vier die Flächen zweiter Ordnung und die algebraischen Flächen, zwei die algebraischen Raumkurven behandeln und je eins die Flächen dritter und vierter Ordnung, die Raumkurven dritter und vierter Ordnung, die rationalen Transformationen des Raumes, algebraische Liniengeometrie, Raumkurven und abwickelbare Flächen, allgemeine Flächentheorie und besondere Flächenklassen und Flächensysteme, und deren Bearbeitung sich auf Timerding-Braunschweig, Staude-Rostock, Selkowsky-Hannover, Zindler-Innsbruck, Berzolari-Pavia und Severi-Padua verteilt. Aus Zweckmäßigkeitsgründen konnten Sondergebiete wie z. B. die Dreiecksgeometrie, die Kugelgeometrie, die differentielle Liniengeometrie und die Theorie der Berührungstransformationen, sowie die Geometrie in Räumen von mehr als drei Dimensionen dabei nicht mitberücksichtigt werden.

Dr.-Ing. Otto Israel.

# STELLENÜBERSICHT.

1. Regbmstr. a. D. oder Dipl.-Ing., erf. in Bauleitung und Statischen Berechnungen, für die Dauer des Neubaues des II. Weserabstiegs (Schleuse, Eisenbetonbrücke und eiserne Eisenbahnbrücke) für sof. ges. Bes. Gr. X. Wasserbauamt II Minden i. Westfalen, Friedrich Wilhelmstraße 95 (Zentralblatt 23. XII.)
2. Oberbaurat als Vorstand der Hafenabteilung mit großer Erfahrung im Hafenbau zum Ausbau und zur Unterhaltung der vorhandenen und zur Anlage neuer Häfen in Bremen ges. Bes. Gr. XII., Hafenbauamt Bremen. (Zentralbl. 27. XII.)
3. Dipl.-Ing. als Leiter des Techn. Büros ges. Friedrich Haars, Bauunternehmung Crefeld, Bismarckstraße 77. (D. Bztg. 23. XII. und 29. XII.)
4. Jüngerer Dipl.-Ing. als Statiker und Kalkulator, mögl. mit Praxis in weittragenden Holzdachkonstruktionen und Eisenbeton ges. Zollingerbau-A. G., München, Perusastraße 5. (Südd. Bztg. 18. XII.)
5. Eisenbeton-Ing. mit mehrj. Büro- und Baustellen-Praxis ges. Rhein. Betonbau-A. G. Mainz. (D. Bztg. 3. I.)
6. Oberstadtbaumeister, vertraut mit Straßen-, Wasserleitungs- und Schleusenbau, ges. Bes. Gr., X, Ortskl. B, Limbach (Sa.) Der Stadtrat. (D. Bztg. 3. I.)
7. Filialleiter für das Waldenburgische Industrierevier mit guten Kenntnissen im Eisenbetonbau bei angemessenem Gehalt u. Gewinnbeteiligung ges. Angeb. unter X. 23 an den Verlag d. D. Bztg. (6. I.)
8. Persönlichkeit zur Unterstützung und Vertretung des technischen Leiters von Eisenbeton- und Hochbauunternehmung in Nürnberg bei Gewinnbeteiligung ges. Angebote unter Z. 25 a. d. Verlag der D. Bztg. (6. I.)
9. Eisenbahnbetriebsingenieur mit mehrj. praktischer Erf. im Betriebsdienst, befähigt, einfache Projekte, Kostenanschläge, Berechnungen stat. bestimmter eiserner Brücken und Gerüstbrücken auszuführen, für Übersee ges. Bedingung: völlig gesund, unverheiratet. Kenntnis der spanischen Sprache erwünscht. Bew. an die Große Venezuela-Eisenbahn-Gesellschaft, Berlin W 8, Charlottenstr. 49 (D. Bztg. 6. I.)
10. Eisenbeton-Ing. guter Statiker mit langjährig. Praxis für dauernd ges. W. Ermold, Eisenbetonbau, Offenbach a. M. (D. Bztg. 6. I.)

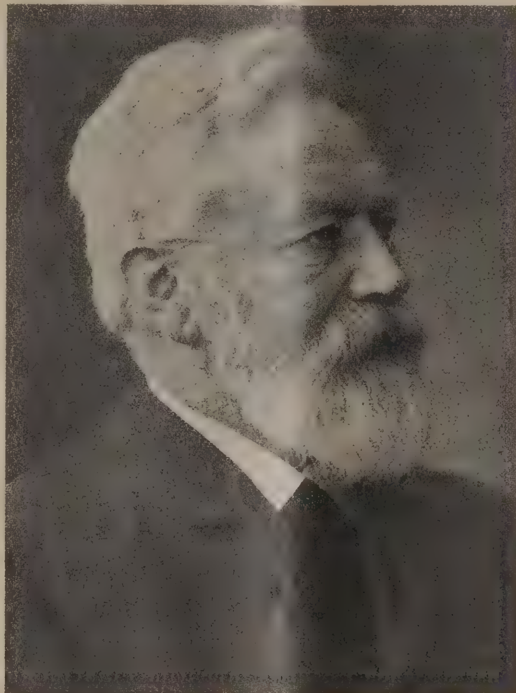
# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang — 31. Januar 1923 — Heft 2

## FRIEDRICH ENGESZER ZUM 75. GEBURTSTAG.

Am 12. Februar 1923 feiert der Geh. Oberbaurat und Professor a. D. der Technischen Hochschule zu Karlsruhe, Dr.-Ing. e. h. Friedrich Engeßer seinen 75. Geburtstag in voller geistiger Frische und bei einer verhältnismäßig hohen körperlichen Rüstigkeit. Engeßer war ja leider, trotz seiner stattlichen Erscheinung, schon seit jungen Jahren nicht so glücklich, eine ganz feste Gesundheit zu besitzen. Aber umso höher ist es zu bewerten, wenn ihm wenigstens das von der Natur gewährte Maß an Rüstigkeit mit einer bewundernswerten Gleichmäßigkeit treu geblieben ist und, wie wir alle hoffen, noch lange Jahre treubleiben wird.

In den 5 Jahren, die seit seinem 70. Geburtstag verflossen sind, hat uns der Altmeister der Ingenieurbaukunst und -Wissenschaft noch eine solche Fülle wertvollster Arbeiten aus allen Zweigen unseres Faches geschenkt, daß wir kaum glauben können, einen Siebziger vor uns zu sehen.



Seine Arbeitsfreudigkeit ist wohl in keinem Abschnitt seines Lebens größer gewesen als jetzt und entspricht in der Tat nicht einem Fünfundsiebzigjährigen, sondern einem Manne in den besten Jahren seiner Kraft. Es sind besonders begnadete Menschen, die ein ganzes Leben lang rastlos fleißig sein können, ohne müde zu werden, und die sogar noch eine Steigerung der geistigen und seelischen Kräfte beweisen in einem Lebensalter, da andere längst den Abstieg ihrer Lebenswanderung antreten mußten.

Man kann kaum irgend einen Jahrgang einer der führenden deutschen Fachzeitschriften der letzten Jahre durchsehen, ohne seinem Namen zu begegnen, und man wird mit Bewunderung feststellen, daß sich Engeßers vielseitiger Geist nicht nur mit den speziellen Aufgaben des Brückenbaues und der Baustatik befaßt sondern auch erfolgreich und mit gleicher Liebe Probleme des Wasserbaues, des Erddruckes, des Verkehrswesens und der Ingenieurerziehung[1]) behandelt. Noch weit mehr als der Leser seiner Arbeiten wird aber derjenige seine große Vielseitigkeit, sein scharfsinniges Erfassen aller möglichen Dinge und Aufgaben sowie seinen philosophischen, das ganze Kulturleben überblickenden Geist bewundern, der die Gelegenheit und das Glück gehabt hat, mit Engesser im persönlichen Verkehr Gedanken auszutauschen, wohl gar mit ihm zusammen an seinem altväterlichen, großen runden Tisch zu sitzen, an welchem seit einem Menschenalter die meisten seiner Arbeiten entstanden und ausgefeilt worden sind. Ein jeder wird dann in Engeßer neben dem Fachgelehrten ersten Ranges zugleich einen Weisen und einen Menschen edelsten Gemütes verehren gelernt haben und wird nur das eine bedauern, daß sein Einflußbereich für einen solchen Mann eigentlich zu klein gewesen ist.

Wer sich über die Fülle seiner bis zum Jahre 1918 erschienenen Arbeiten und Werke unterrichten will, findet im „Eisenbau" 1918 S. 37 ein vollständiges Verzeichnis derselben. Die bahnbrechende und nachhaltigste Wirkung Engeßers ging wohl von jenen seiner Arbeiten aus, welche die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken sowie jene zahlreichen und komplizierten Knickprobleme behandeln, die uns im heutigen Ingenieurbauwesen begegnen. Engeßer hat diese Probleme größtenteils als erster erfaßt und erfolgreich gelöst. Schon vor der berühmt gewordenen Arbeit Manderlas über die Sekundärspannungen hat Engeßer erstmals jene Aufgabe der Nebenspannungen behandelt und so den Anfang einer charakteristischen Entwicklung der Theorie der eisernen Brücken gemacht. Sein vortreffliches, vor 30 Jahren erschienenes Buch über Zusatzkräfte und Nebenspannungen ist heute noch modern im besten Sinne des Wortes und enthält in gedrängtester Form eine Fülle befruchtender Gedanken. In seinen späteren Arbeiten hat Engeßer selbst aber auch da und dort vor Übertreibungen und falschen Schlüssen gewarnt, die aus jener Theorie der Nebenspannungen manchmal gezogen worden sind. Es zeigt sich auch hierin, was man bei Engeßer immer wieder fühlt, daß er mit seinem hervorragenden theoretischen Scharfblick und reichen Wissen zugleich ein vollkommenes konstruktives Gefühl und ein praktisches Können vereinigt, welche für den echten Ingenieur kennzeichnend und unerläßlich sind. Unter den oben erwähnten mannigfaltigen Knickaufgaben stellt vor allem jene schon 1884 erschienene Arbeit über „Die Sicherung offener Brücken gegen Ausknicken" eine solch hervorragende und bahnbrechende Leistung dar, daß sie allein schon genügen würde, Engeßer für alle Zeiten einen Platz unter den ganz großen Förderern und Mehrern unserer Wissenschaft zu sichern.

Auch seine Lehrtätigkeit übt Engeßer trotz seiner vor einigen Jahren schon erfolgten Zuruhesetzung noch immer mit voller Hingabe und großem Erfolg aus und versteht es nach wie vor, seine Hörer zu fesseln und für den Lehrgegenstand zu begeistern. Eine ganz neue fakultative Vorlesung über Verkehrswesen auszuarbeiten und zu halten und ein Seminar für Baustatik einzurichten, waren dem Siebzigjährigen offenbar keine Mühe, sondern eine genußreiche Arbeit, die ihn selber noch förderte. An ihm wird das Wort zur Wahrheit, daß der Mensch so lange jung bleibt, als er fähig und willens ist, jeden Tag etwas neues zu lernen.

Seit bald 4 Jahrzehnten ist Engeßer in der Bauingenieurabteilung der Karlsruher Hochschule der väterlichste aller Dozenten für seine Studenten gewesen und hat das Vertrauen und die Zuneigung derselben besessen wie kein anderer. Von vielen Hunderten seiner Hörer wird es ihm unvergessen bleiben,

[1]) Siehe besonders die bei Springer erschienene Schrift: „Technik, Ingenieur und Hochschulstudium", Berlin 1921.

was er ihnen nicht nur als Lehrer, sondern auch als Berater und endlich als Examinator und Mitglied der Prüfungskommission gewesen ist.

Engeßer ist, wie viele mathematisch begabte Männer, zugleich ein sehr musikalischer Mensch und spielt selbst, wenn auch nicht vollendet, so doch zu seinem eigenen großen Genuß Klavier. Sein Lieblingskomponist ist bezeichnenderweise nicht Beethoven, sondern Mozart. „Beethoven musiziert mit allen Leidenschaften, die es auf Erden gibt; Mozart dagegen musiziert so, wie die Engel im Himmel singen!" Dies waren vor längerer Zeit einmal ungefähr seine eigenen, natürlich nur symbolisch gemeinten Worte. Dieselben sollen von niemand hin- und hergewendet werden, sondern als ein Kennzeichen seines inneren Wesens hier erwähnt sein für denjenigen, der etwas dahinter zu finden weiß.

Dem verehrungswürdigen Manne wünschen alle, die ihn kennen, Glück und Segen zum 75. Geburtstage. Möge sein Lebensabend schön und in Mozartsche Musik getaucht verklingen, trotz der äußeren Ungunst der Zeiten, welche ja auf dem Alter sicher noch schwerer als auf den Jungen lastet.

Dr. W. Schachenmeier, München.

Nachsatz: Die Schriftleitung hat die Würdigung des Lebensganges Engeßers einem seiner Schüler überlassen, möchte es aber nicht unterlassen, dem ausgezeichneten, weitbekannten und anerkannten Fachkollegen die herzlichsten Glückwünsche auszusprechen.

---

# DIE DEFORMATIONSMETHODE.

*Von A. Ostenfeld, Kopenhagen.*

***Übersicht:*** Nach der Deformationsmethode werden bei Berechnung statisch unbestimmter Systeme Formänderungen als die in erster Linie unbekannten eingeführt. In einer früheren Arbeit (im „Eisenbau" 1921, H. 11) ist die Gleichwertigkeit und innere Übereinstimmung dieser Methode mit der gewöhnlicheren Kraftmethode, wo als Überzählige Kraftgrößen gewählt werden, dargelegt worden. Hier wird nun weiter gezeigt, daß sich die Deformationsmethode ganz besonders für eine stufenweise Ausführung der Berechnung eignet, wobei nur je eine Gleichung aufzulösen ist. Zuerst werden im Abschnitt I—III solche einfacheren Fälle behandelt, wo die Knoten des Systems festliegen und daher nur Winkeländerungen als überzählige einzuführen sind, oder wo doch ein solcher Zustand durch Hinzufügung von einigen wenigen gedachten Auflagerstäben hergestellt werden kann. In Abschnitt IV ist dann der allgemeine Fall einer beweglichen Knotenpunktfigur behandelt worden, mit der alleinigen Einschränkung, daß das System durch Hinzufügung solcher neuen Systemteile aufgebaut werden kann, die nur einen Knoten mit dem früheren System gemeinsam haben, und in Abschnitt V—VII sind einige wichtige Anwendungen hiervon gemacht (auf durchgehende Träger mit elastisch verschiebbaren Stützen und durchgehende Bogen und Balken mit elastisch drehbaren Stützen). Endlich ist in Abschnitt VIII der ganz allgemeine Fall angedeutet, wo die neu hinzuzufügenden Systemteile gleichzeitig in mehreren Knoten angeschlossen werden müssen.

Das Verfahren, bei Berechnung statisch unbestimmter Systeme Formänderungs- statt Kraftgrößen als unbekannte zu wählen, ist schon alt. In der Elastizitätstheorie sind bekanntlich von jeher die Formänderungsgrößen als die in erster Linie Unbekannten betrachtet worden; in der Baustatik geht die Anwendung wenigstens bis zum Jahre 1892 zurück, wenn Mohr mit deren Hilfe seine Berechnung der Nebenspannungen aufstellte, und seitdem ist das Verfahren zwar wiederholt zur Lösung vereinzelter Aufgaben benützt worden, blieb doch immer ohne richtigen Zusammenhang mit der sonst üblichen „Kraftmethode".

In einer Abhandlung vom Verfasser dieses in dem „Eisenbau" (1921, Heft 11) ist nun gezeigt worden, daß die beiden Verfahren sowohl für gegliederte wie für vollwandige Konstruktionen völlig gleichwertig und so zu sagen einander dualistisch entsprechend sind, und es ist der Versuch gemacht, die Deformationsmethode in ein ähnliches festes System zu bringen wie die Kraftmethode. Zu diesem Zweck werden die „überzähligen" Formänderungen, die entweder lineare Verschiebungen ($\zeta_r$, $\zeta_s$, ...) oder Winkeländerungen ($\zeta_a$, $\zeta_b$, ...) sein können, als Längenänderungen hinzugefügter gedachter Stäbe (mit den Stabkräften $Z_r$, $Z_s$, ...) oder als Drehungen hinzugefügter steifer Arme (mit den Momenten $Z_a$, $Z_b$, ...) aufgefaßt, und die nötigen Elastizitätsgleichungen auf die folgende Form gebracht:

$$Z_a = 0 = Z_{a0} - Z_{aa}\,\zeta_a + Z_{ab}\,\zeta_b - \cdots - Z_{ar}\,\zeta_r - \cdots,$$

wo allgemein $Z_{ar} = Z_{ra}$. Die Belastungsglieder $Z_{a0}$, $Z_{r0}$, ... bedeuten Spannkräfte oder Momente in den hinzugefügten Stäben oder Armen für absolut festgehaltene Punkte r, s, ... oder für feste Einspannungen a, b, .... Die Zahl der eingeführten Unbekannten („Überzähligen") braucht nicht mit derjenigen der nach der Kraftmethode wirklich überzähligen Größen übereinzustimmen, kann vielmehr sowohl größer wie namentlich auch kleiner ausfallen, und das für $\zeta_a = \zeta_b = \cdots = \zeta_r = \cdots = 0$ sich ergebende „Hauptsystem" ist jedenfalls von höherer statischer Unbestimmtheit wie das gegebene System.

Indem die Vorteile der Methode sich namentlich für kompliziertere Konstruktionen geltend machen, ist weiter gezeigt, wie es sich natürlich empfiehlt, mit „Konstruktionselementen" zu arbeiten, und als solche Elemente wurden vorzugsweise gerade oder gekrümmte eingespannte Balken in Betracht gezogen, während doch auch weniger einfache Elemente, wie Rahmen, Portale u. dergl. als möglich erwähnt wurden. Die nähere Ausarbeitung dieses Gedankens kann an und für sich eine dankenswerte Aufgabe sein, enthält indessen weiter nichts grundsätzlich Neues. Dagegen soll hier gezeigt werden, wie in einer anderen Richtung eine Weiterentwickelung vorgenommen werden kann; mit deren Hilfe läßt sich die Berechnung einer beliebigen Rahmenkonstruktion zur allmählichen Auflösung einer Reihe von Gleichungen reduzieren, von denen eine jede nur eine Unbekannte enthält. Die allgemeine Entwickelung dieses findet sich in den Abschnitten IV und VIII.

Die Ursache, warum die Deformationsmethode oft zu einer kleineren Zahl von Gleichungen führt als die Kraftmethode, liegt vornehmlich darin, daß die Stützpunkte keine neuen Unbekannten zur Folge haben; die Knotenverschiebung und der Knotendrehwinkel für eine feste Einspannung sind Null und somit bekannt. In der erwähnten Arbeit in dem „Eisenbau" sind nur feste Einspannungen oder feste, frei drehbare Stützen in Betracht gezogen; dieselben Vorteile können indessen auch für elastische Unterstützungen erreicht werden, wo die Verschiebung des Stützpunktes und die Tangentendrehung dem Stützendruck und dem Einspannungsmoment proportional sind, und dieser Umstand ist es, der hier zur Erreichung des oben erwähnten Ziels ausgenützt werden soll[1]).

In Abschnitt I sollen nun zuerst die allgemeinen Grundgleichungen, obwohl an und für sich bekannt, entwickelt und in eine für den weiteren Gebrauch geeignete Form gebracht werden.

## I.

Für einen geraden Balken m — a (Abb. 1), der von einer beliebigen Belastung und den beiden Momenten $M_{ma}$ und $M_{am}$ beansprucht ist, hat man die Tangentenwinkel in m und a:

$$\left.\begin{aligned} \alpha_{ma} &= \frac{1}{6\,E\,J}\left(2\,M_{ma} + M_{am}\right) + \frac{F_0\,\xi'}{E\,J\,l} \\ \alpha_{am} &= \frac{1}{6\,E\,J}\left(-M_{ma} + 2\,M_{am}\right) - \frac{F_0\,\xi}{E\,J\,l} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (1$$

---

[1]) Natürlich ist auch dies nicht ein ganz neuer Gedanke, andere haben früher Schritte in derselben Richtung getan — ich nenne beispielsweise Richard Rossin, Berechnung von Steifrahmen, Berlin 1914 —, wenn auch nicht von demselben Ausgangspunkt aus. Aber eben der Ausgangspunkt hier, die Deformationsmethode, eignet sich ganz besonders für einen systematischen Aufbau der vorgeführten stufenweisen Berechnung.

wo $F_0$ den Inhalt der in Abb. 1 gezeigten „einfachen“ Momentenfläche und $\xi$ und $\xi'$ deren Schwerpunktslage bedeuten.
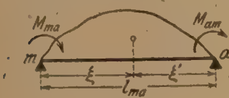


Abb. 1.

Falls nun der Balken zu einer Konstruktion gehört, wo er die Knoten m und a verbindet, mit den Knotendrehwinkeln $\zeta_m$ und $\zeta_a$, und wo vielleicht die Verbindungsgerade m — a den Knotenverschiebungen zufolge sich um den Winkel $\psi_{ma}$ dreht, ist: $\alpha_{ma} = \zeta_m - \psi_{ma}$; $\alpha_{am} = \zeta_a - \psi_{ma}$;

führt man weiter die Bezeichnungen ein: „Steifigkeitsbeiwert des Balkens“:

$$\mu_{am} = \frac{J_{am}}{J_c} \frac{l_c}{l_{am}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2$$

und

$$\frac{E J_c}{l_c} \zeta = \zeta', \quad \frac{E J_c}{l_c} \cdot \psi = \psi' \quad \ldots\ldots\ldots (2a$$

bekommt man durch Auflösung der Gleichungen (1):

$$\left.\begin{aligned} M_{ma} &= 2 \mu_{am} (2 \zeta'_m + \zeta'_a - 3 \psi'_{ma}) + M^0_{am} \\ M_{am} &= 2 \mu_{am} (\zeta'_m + 2 \zeta'_a - 3 \psi'_{ma}) + M^0_{am} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (3$$

wo $M^0$ die einer vollkommenen Einspannung entsprechenden Momente bezeichnet.

Alle Winkel werden positiv mit dem Uhrzeiger gezählt, alle Momente ebenfalls positiv mit dem Uhrzeiger, wenn sie auf den Balken, in entgegengesetzter Richtung, wenn sie auf die Knoten einwirken.

Wenn a und m gewöhnliche „freie“ Knoten bedeuten, sind die Drehwinkel $\zeta'_a$ und $\zeta'_m$ unbekannt. Ist dagegen beispielsweise m eine feste Einspannung, wird $\zeta'_m = 0$, und für eine einfache Unterstützung in m ist $M_{ma} = 0$, wodurch $\zeta'_m$ eliminiert werden kann. Hier soll nun noch der Fall einer elastischen Einspannung in m in Betracht gezogen werden. Der Drehwinkel $\zeta_m$ ist dann dem Momente $M_{ma}$ proportional, oder allgemeiner:

$$\zeta_m = \zeta_{0m} - \tau_m M_{ma} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (4$$

indem $\zeta_{0m}$ einen unelastischen Beitrag bezeichnet. Mit derselben Bezeichnungsweise wie in (2) kann (4) auch geschrieben werden:

$$\zeta_m = \zeta'_{0m} - \tau'_m M_{ma} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (4a$$

und wenn dieser Wert in die erste der Gl. (3) eingeführt wird, ergibt sich:

$$M_{ma} (1 + 4 \mu_{am} \tau'_m) = 2 \mu_{am} (2 \zeta'_{0m} + \zeta'_a - 3 \psi'_{ma}) + M^0_{ma} \quad (5$$

und weiter, nach Elimination von $\zeta'_m$ aus der letzten der Gl. (3) mittels (4a) und (5):

$$\left.\begin{aligned} M_{am} = \frac{2 \mu_{am}}{1 + 4 \mu_{am} \tau'_m} &\left[\zeta'_{0m} + 2 (1 + 3 \mu_{am} \tau'_m) \zeta_a \right. \\ &\left. - 3 (1 + 2 \mu_{am} \tau'_m) \psi'_{am}\right] + M^0_{am} - \frac{2 \mu_{am} \tau_m}{1 + 4 \mu_{am} \tau_m} M^0_{ma} \end{aligned}\right\} \quad (6$$

Mit Hilfe von (6) kann nun zuerst der Fall behandelt werden, wo m wirklich eine elastische Einspannung ist, z. B. wo das Fundament einer Zwischensäule für eine Eisenbetonbrücke nicht als vollkommen eingespannt betrachtet werden kann, sondern angenommen werden muß, infolge eines elastischen Nachgebens des Baugrundes, eine Drehung erhalten zu können. Der Beiwert $\tau$ ist dann als eine Funktion der Abmessungen der Fundamentfläche und der Nachgiebigkeit des Baugrundes auszudrücken.

II.

Die Hauptsache ist indessen, daß auch mittels (6) ein Balken a — m behandelt werden kann, dessen elastische Einspannung in m davon herrührt, daß der Balken hier mit der übrigen Konstruktion steif verbunden ist, und schon hierdurch kann die Berechnung mehrerer Arten von Rahmenkonstruktionen (vorläufig: einstöckige Rahmenkonstruktionen mit unbeweglicher Knotenpunktfigur und aus geraden Balken aufgebaut) zur Auflösung einer Reihe von Gleichungen mit nur je einer Unbekannten reduziert werden. Vorläufig setzen wir daher eine solche unbewegliche Knotenpunktfigur, d. h. die Knotenverschiebungen gleich Null, voraus.

Die Elastizitätsgleichungen zur Berechnung der Drehwinkel $\zeta$ lauten dann, wie in der Einleitung erwähnt:

$$Z_m = 0 = Z_{m0} - Z'_{ma} \zeta'_a - Z'_{mb} \zeta_b - \ldots - Z'_{mm} \zeta'_m - \ldots,$$

wo $Z_m$ das Moment in einem vom Knoten ausgehenden steifen Arm bedeutet, und wo $Z'_m = \frac{l_c}{E J_c} Z_m$. Die Momente Z, wie alle auf den Knoten einwirkenden Momente, werden gegen den Uhrzeiger positiv gerechnet, und folglich ist:

$$Z_{m} = - \sum M_{ma} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (7$$

Hat man nun (Abb. 2) das System berechnet, das im Knoten m abschließt (die Balken m — a — 4 werden fortgedacht), kann als alleinige Belastung das Moment $M_{ma} = -1$ (somit nach (7): $Z_{ma} = +1$) aufgebracht und das dieser Belastung entsprechende $\zeta'_m$ berechnet werden, und dieses $\zeta'_m$ ist dann, nach (4a), eben das $\tau'_m$, das zur Aufstellung der Elastizitätsgleichung für den Knoten a gebraucht werden soll, falls die Balken m — a — 4 (Abb. 2) hinzugefügt werden. Diese Gleichung enthält somit $\zeta'_a$ als alleinige Unbekannte, und aus derselben Gleichung findet man, mit $Z'_{a0} = +1$, dasjenige $\zeta'_a = \tau'_a$, das benutzt werden soll, falls das System weiter mit einem neuen Knoten rechts von a fortgesetzt werden soll.

Ein System wie das in Abb. 2 gezeigte läßt sich jetzt offenbar auf die folgende Weise berechnen: alle Systemteile rechts von b werden fortgenommen, und die Elastizitätsgleichung für den einzig übrigbleibenden Knoten b aufgeschrieben; hieraus ergibt sich erstens das der Belastung der Balken a — b — 1 entsprechende $\zeta'_b$, das in die folgende Rechnung als $\zeta'_{0b}$ eingehen soll, und weiter das $Z_{b0} = +1$ entsprechende $\zeta'_b = \tau'_b$; dann werden die Systemteile b — c — 2 hinzugefügt und als in b elastisch eingespannt betrachtet, sodaß man wieder mit nur einer Gleichung (für den Knoten c) zu tun hat, woraus $\zeta'_{0c}$ und $\tau'_c$, usw. Wenn immer wieder mit solchen Einzelgleichungen vorgegangen wird, ergibt sich beispielsweise in a:

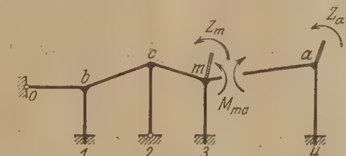


Abb. 2.

$$Z_a = 0 = Z_{a0} - Z'_{aa} \zeta'_a,$$

woraus mit $Z_{a0} = +1$:

$$\tau'_a = \frac{1}{Z'_{aa}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (8$$

Wenn weiter im Knoten a die Balken a — m, a — b, a — k, ... zusammenlaufen, wo m eine elastische, b eine feste Einspannung und k eine einfache Unterstützung bedeuten, ist

$$Z_a = - M_{am} - M_{ab} - M_{ak}$$

und hieraus erhält man mit Hilfe von (6) die zu benutzenden

Werte von $Z_{a0}$ und $Z'_{aa}$, indem $\zeta'_a = 0$ bzw. $\zeta'_a = -1$, und für eine unbewegliche Knotenpunktfigur $\psi' = 0$, gesetzt wird:

$$Z_{a0} = -\left[M^0_{am} + \frac{2\mu_{am}}{1+4\mu_{am}\tau'_m}(\zeta'_{0m} - \tau'_m M^0_{ma})\right] - M_{ab,0} - M_{ak,0} \quad (9$$

$$Z'_{aa} = +4\mu_{am}\frac{1+3\mu_{am}\tau'_m}{1+4\mu_{am}\tau'_m} + 4\mu_{ab} + 3\mu_{ak} \quad . \quad (10$$

$M_{ab,0}$ und $M_{ak,0}$ bedeuten die Momente bei a für die Balken a—b und a—k, wenn dieselben als in a fest eingespannt betrachtet werden.

Wenn man die Rechnung auf diese Weise für das ganze System durchgeführt hat, ist das zuletzt gefundene $\zeta'$ sofort das richtige, während alle übrigen $\zeta'$ mittels der folgenden Formel, die durch Einführung von $M_{ma}$ aus (5) in (4a) erhalten wird, zu korrigieren sind:

$$\zeta'_m = \frac{1}{1+4\mu_{am}\tau_m}(\zeta'_{0m} - 2\mu_{am}\tau'_m\zeta'_a - \tau'_m M^0_{ma}) \quad . \quad . \quad . \quad (11$$

Nach dieser Formel leitet man somit $\zeta'_m$ aus $\zeta'_a$ her, dann (siehe Abb. 2) $\zeta'_c$ aus $\zeta'_m$, $\zeta'_b$ aus $\zeta'_c$ usw.

Beispiel 1. Die in Abb. 3 gezeigte Rahmenkonstruktion ist im Felde a—b mit 1 t/lfd. m belastet. Das Trägheitsmoment des ganzen Balkens a—e ist unveränderlich, gleich J, dasjenige aller Säulen gleich $\frac{1}{2}$ J; die Stützpunkte 1 und 5 sind feste Einspannungen, 2, 3 und 4 feste Gelenke. o—a ist ein zum System gehöriger Stab, der den Knoten a festhält. Die Normalkräfte sollen nicht berücksichtigt werden.

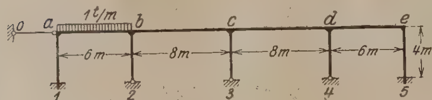


Abb. 3.

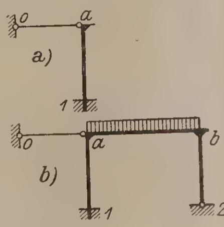


Abb. 4.

Mit $J_c = J$ und $l_c = 8$ m werden die Steifigkeitsbeiwerte nach (2):

für alle Säulen $\mu = 1$, für a—b und d—e: $\mu = \frac{4}{3}$, für b—c und c—d: $\mu = 1$.

Für das System in Abb. 4a ist:

$Z_{a0} = 0$ (keine Belastung), $Z'_{aa}$ (nach (10)) $= 4 \cdot 1 = 4$,

somit $\zeta'_{0a} = 0$; $\tau'_a$ (nach (8)) $= 1/4$.

Für das System in Abb. 4b:

$$M^0_{ab} = -\frac{1}{12}\cdot 1 \cdot 6^2 = -3 \text{ tm}, \quad M^0_{1a} = +3 \text{tm}, \quad \zeta_{0a} = 0,$$

$$Z_{b0} = -\left[+3{,}0 + \frac{2\cdot\frac{4}{3}}{1+4\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{1}{4}}\left(-\frac{1}{4}\cdot -3{,}0\right)\right] = -\frac{27}{7},$$

$$Z'_{bb} = 4\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{1+3\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{1}{4}}{1+4\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{1}{4}} + 3\cdot 1 = \frac{53}{7},$$

$$\zeta'_{0b} = -\frac{27}{53} = -0{,}5094, \qquad \tau'_b = \frac{7}{53}.$$

Nach Hinzufügung von b—c—3:

$$M^0_{bc} = M^0_{cb} = 0,$$

$$Z_{c0} = -\frac{2\cdot 1}{1+4\cdot 1\cdot\frac{7}{53}}\cdot\left(-\frac{27}{53}\right) = +\frac{2}{3},$$

$$Z'_{cc} = 4\cdot 1\cdot\frac{1+3\cdot 1\cdot\frac{7}{53}}{1+4\cdot 1\cdot\frac{7}{53}} + 3\cdot 1 = \frac{539}{81}$$

$$\zeta'_{0c} = +\frac{54}{539} = +0{,}1002, \qquad \tau'_c = \frac{81}{539}.$$

Weiter nach Hinzufügung von c—d—4:

$$M^0_{cd} = M^0_{dc} = 0,$$

$$Z_{d0} = -\frac{2\cdot 1}{1+4\cdot 1\cdot\frac{81}{539}}\cdot\frac{54}{539} = -\frac{108}{863},$$

$$Z'_{dd} = 4\cdot 1\cdot\frac{1+3\cdot 1\cdot\frac{81}{539}}{1+4\cdot 1\cdot\frac{81}{539}} + 3\cdot 1 = \frac{5717}{863}$$

$$\zeta'_{0d} = -\frac{108}{5717} = -0{,}0189, \quad \tau'_d = \frac{863}{5717}.$$

Und endlich mit d—e—5 hinzugefügt:

$$M^0_{de} = M^0_{ed} = 0,$$

$$Z_{e0} = -\frac{2\cdot\frac{4}{3}}{1+4\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{863}{5717}}\cdot\left(-\frac{108}{5717}\right) = +\frac{864}{30\,959},$$

$$Z'_{ee} = 4\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{1+3\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{863}{5717}}{1+4\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{863}{5717}} + 4\cdot 1 = \frac{270\,540}{30\,959},$$

$$\zeta'_e = \frac{864}{270\,540} = \underline{+0{,}0032.}$$

Das hier zuletzt gefundene $\zeta'_e = +0{,}0032$ ist nun gleich das richtige und hieraus werden $\zeta'_d$, $\zeta'_c$, ... durch wiederholte Anwendung von (11) hergeleitet:

$$\zeta'_d = \frac{1}{1+4\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{863}{5717}}\left(-0{,}0189 - 2\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{863}{5717}\cdot 0{,}0032\right) = \underline{-0{,}0112,}$$

$$\zeta'_c = \frac{1}{1+4\cdot 1\cdot\frac{81}{539}}\left(+0{,}1002 + 2\cdot 1\cdot\frac{81}{539}\cdot 0{,}0112\right) = \underline{+0{,}0647,}$$

$$\zeta'_b = \frac{1}{1+4\cdot 1\cdot\frac{7}{53}}\left(-0{,}5094 - 2\cdot 1\cdot\frac{7}{53}\cdot 0{,}0647\right) = \underline{-0{,}3445,}$$

$$\zeta'_a = \frac{1}{1+4\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{1}{4}}\left(0 + 2\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{1}{4}\cdot 0{,}3445 + \frac{1}{4}\cdot 3{,}0\right) = \underline{+0{,}4199.}$$

Beispiel 2. Die angegebene allmähliche Berechnung kann ohne weiteres für einen gewöhnlichen durchgehenden Balken mit festen Stützpunkten angewandt werden.

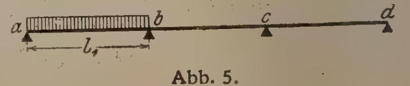


Abb. 5.

Für den in Abb. 5 gezeigten Balken mit unveränderlichem $\mu = 1$ und gleichförmiger Belastung p im ersten Felde wird auf diese Weise erhalten:

a—b: $Z_{b0} = -\frac{1}{8} p l_1^2$

(der Balken a—b ist für $\zeta'_b = 0$ in b fest eingespannt, in a einfach gestützt),

$$Z'_{bb} = 3, \qquad \zeta'_{b0} = -\frac{1}{24} p l_1^2; \qquad \tau'_b = 1/3.$$

$$\text{b—c:} \quad Z_{c0} = -\left[0 + \frac{2\cdot 1}{1+4\cdot 1\cdot\frac{1}{3}}\left(-\frac{1}{24} p l_1^2\right)\right] = +\frac{1}{28} p l_1^2,$$

$$Z'_{cc} = 4 \cdot 1 \frac{1 + 3 \cdot 1 \cdot \frac{1}{3}}{1 + 4 \cdot 1 \cdot \frac{1}{3}} = \frac{24}{7},$$

$$\zeta'_{c0} = \frac{7}{24} \cdot \frac{1}{28} p\, l_1^2 = + \frac{1}{96} p\, l_1^2; \qquad \tau'_c = \frac{7}{24}.$$

c—d: $$Z_{d0} = -\left[ 0 + \frac{2 \cdot 1}{1 + 4 \cdot 1 \cdot \frac{7}{24}} \cdot \frac{1}{96} p\, l_1^2 \right] = - \frac{1}{104} p\, l_1^2$$

$$Z'_{dd} = 4 \cdot 1 \cdot \frac{1 + 3 \cdot 1 \cdot \frac{7}{24}}{1 + 4 \cdot 1 \cdot \frac{7}{24}} = \frac{45}{13}$$

$$\zeta'_{da} = - \frac{13}{45} \cdot \frac{1}{104} p\, l_1^2 = \underline{- \frac{1}{360} p\, l_1^2}.$$

Durch Rückwärtsrechnung nach (11) ergibt sich sodann:

$$\zeta'_c = \frac{1}{1 + 4 \cdot 1 \cdot \frac{7}{24}} \left[ \frac{1}{96} p\, l_1^2 + 2 \cdot 1 \cdot \frac{7}{24} \cdot \frac{1}{360} p\, l_1^2 \right] = + \frac{1}{180} p\, l_1^2$$

$$\zeta'_b = \frac{1}{1 + 4 \cdot 1 \cdot \frac{1}{3}} \left[ - \frac{1}{24} p\, l_1^2 - 2 \cdot 1 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{180} p\, l_1^2 \right] = - \frac{7}{360} p\, l_1^2,$$

wonach die Momente am einfachsten nach (3), auf das Feld b – c angewandt, berechnet werden:

$$M_b = - \frac{1}{15} p\, l_1^2; \qquad M_c = - \frac{1}{60} p\, l_1^2.$$

Man hätte auch die Berechnung im Knoten c abschließen können, indem dann der Balken c — d hier sofort mitzunehmen sein würde. Wie oben wäre in diesem Falle zu setzen:

$$Z_{c0} = + \frac{1}{28} p\, l_1^2,$$

dagegen $$Z'_{cc} = 4 \cdot 1 \cdot \frac{1 + 3 \cdot 1 \cdot \frac{1}{3}}{1 + 4 \cdot 1 \cdot \frac{1}{3}} + 3 \cdot 1 = \frac{45}{7},$$

wodurch unmittelbar:

$$\zeta'_c = + \frac{1}{28} \cdot \frac{7}{45} p\, l_1^2 = + \frac{1}{180} p\, l_1^2.$$

## III.

Eine bewegliche Knotenpunktfigur kann unbeweglich gemacht werden durch Hinzufügung einiger Z-Stäbe, $Z_r$, $Z_s$, ..., und eine Berechnung des Systems erfordert dann die Ermittelung derjenigen Werte von $\zeta'_a$, $\zeta'_b$, ...., die

1. der äußeren Belastung entsprechen,
2. der Belastung $\zeta'_r = - 1$ entsprechen,
3. der Belastung $\zeta'_s = - 1$ entsprechen usw.

Man benutzt hierbei immer dieselben Werte von $Z'_{aa}$, $Z'_{bb}$, ..., und somit von $\tau'_a$, $\tau'_b$, ..., während sich nach (6) für $Z_{a0}$, $Z_{b0}$, ... in den Fällen 2 und 3 der folgende Ausdruck ergibt, worin, genau wie oben, m eine elastische, b eine feste Einspannung, und k eine einfache Unterstützung bezeichnen:

$$Z_{a0} = - \frac{2\,\mu_{am}}{1 + 4\,\mu_{am}\,\tau'_m} \left[ \zeta_{0m} - 3 \left( 1 + 2\,\mu_{am}\,\tau'_m \right) \psi'_{am} \right] + 6\,\mu_{ab}\,\psi'_{ab} + 3\,\mu_{ak}\,\psi'_{ak} \quad . \; . \; . \; (12$$

die Größen $\zeta'_{0m}$ und $\psi'$ sind die der Belastung $\zeta'_r = - 1$ usw. entsprechenden.

Die endgültigen Knotendrehwinkel können jetzt geschrieben werden:

$$\zeta'_a = \zeta'_{a0} - \zeta'_{ar}\,\zeta'_r - \zeta'_{as}\,\zeta'_s \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (13$$

und es bleibt dann nur noch übrig, die Verschiebungen $\zeta'_r$, $\zeta'_s$, ... zu bestimmen. Dies kann ausgeführt werden, entweder durch Benutzung der Gleichung:

$$Z_r = 0 = Z_{r0} - Z'_{ra}\,\zeta'_a - Z'_{rb}\,\zeta'_b - \ldots - Z'_{rr}\,\zeta'_r - Z'_{rs}\,\zeta'_s \quad . \; . \; (14$$

und der analogen, wo alle Größen $\zeta$ auf einmal (sowohl $\zeta_a$, $\zeta_b$, ... wie $\zeta_r$, $\zeta_s$, ...) als überzählig eingeführt wurden, und wo $\zeta_a$, $\zeta_b$, ... mittels (13) eliminiert werden können, oder mit Hilfe der einfacheren Gleichungen:

$$Z_r = 0 = Z_{r0} - Z'_{rr}\,\zeta'_r - Z'_{rs}\,\zeta'_s \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (14a$$

wo mit einem „statisch unbestimmten Hauptsystem" gerechnet wurde und daher nur $\zeta_r$, $\zeta_s$, ... als unbekannt zu betrachten sind. In letzterem Falle können die Stabspannungen $Z_{r0}$, $Z_{rr}$, ... auf verschiedene Weisen ermittelt werden; falls höchstens 3 Z-Stäbe eingeführt sind, z. B. vielleicht mittels der Gleichgewichtsbedingungen für die äußeren Kräfte allein, so daß man aus den oben berechneten Knotendrehwinkeln nur die Stützenreaktionen herzuleiten braucht. Hier soll nur erwähnt werden, daß für eine lotrechte Säule a – b (Abb. 6), die den Knoten a mit dem Stützpunkte b verbindet und von keinen äußeren Kräften beansprucht ist, sich die wagerechte Stützenkraft $H_b = \frac{M_{ab} + M_{ba}}{h}$ mittels (3) schreiben läßt:

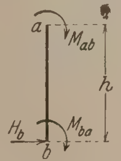


Abb. 6.

$$\left.\begin{array}{ll} \text{für eine feste Einspannung b:} & H_b = \frac{6\,\mu_{ab}}{h} \left( \zeta'_a - 2\,\psi'_{ab} \right) \\ \text{für eine einfache Unterstützung b:} & H_b = \frac{3\,\mu_{ab}}{h} \left( \zeta'_a - \psi'_{ab} \right) \end{array}\right\} \; (15$$

Im ganzen ist das Verfahren in diesem Abschnitte nur praktisch, wenn man mit einigen wenigen Z-Stäben auskommen kann; sonst wird die Zahl der für die unbewegliche Knotenpunktfigur zu behandelnden Belastungsfälle und ebenso der zuletzt zu lösenden Gleichungen (14) oder (14a) zu groß. Mit mehr als zwei Z-Stäben, häufig sogar schon mit mehr als einem solchen, benutzt man besser die allgemeine Methode in Abschnitt IV.

Beispiel 3: Die nämliche Konstruktion wie in Beispiel 1, doch ohne den Stab 0 – a (Abb. 3). Die Knotenpunktfigur ist also beweglich, kann aber mittels eines Z-Stabes ($0 - a = Z_r$) unbeweglich gemacht werden.

Zuerst ist die nämliche Berechnung wie im Beispiel 1 durchzuführen (für $\zeta_r = 0$), und diese liefert die Werte:

$$\zeta'_{a0} = + 0{,}4199, \quad \zeta'_{b0} = - 0{,}3445, \quad \zeta'_{c0} = + 0{,}0647,$$
$$\zeta'_{d0} = - 0{,}0112, \quad \zeta'_{e0} = + 0{,}0032,$$

und sodann eine ganz ähnliche Berechnung für die „Belastung $\zeta'_r = - 1$", wobei die Größen $Z'_{aa}$, $Z'_{bb}$, ... und $\tau'_a$, $\tau'_b$, ... unverändert bleiben, während $Z_{a0}$, $Z_{b0}$, ... nach (12) zu ermitteln sind. Für den wagerechten Balken a – e ist $\psi'$ in (12) gleich Null, für alle Säulen $\psi' = - 1/4$ zu setzen. Die ersten Schritte dieser Berechnung gestalten sich nun folgendermaßen:

für das System in Abb. 4 a:

$$Z_{a0} = 6 \cdot 1 \cdot \left( - \frac{1}{4} \right) = - \frac{3}{2}, \; Z'_{aa} = 4, \; \tau'_a = \frac{1}{4}, \; \zeta'_{ar,0} = \frac{Z_{a0}}{Z'_{aa}} = - \frac{3}{8};$$

für das System in Abb. 4 b:

$$Z_{b0} = - \frac{2 \cdot \frac{4}{3}}{1 + 4 \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{4}} \cdot \left( - \frac{3}{8} \right) + 3 \cdot 1 \cdot \left( - \frac{1}{4} \right) = - \frac{9}{28},$$

$$Z'_{bb} = \frac{53}{7}, \; \tau'_b = \frac{7}{53}, \; \zeta'_{br,0} = - \frac{9}{28} \cdot \frac{7}{53}; \text{ usw.}$$

Aus den hier gefundenen $\zeta'_{er}$, $\zeta'_{dr,0}$, $\zeta'_{cr,0}$, ... werden sodann $\zeta'_{dr}$, $\zeta'_{cr}$, ... mittels (11) genau wie im Beispiel 1 ermittelt:

$$\zeta'_{ar} = - 0{,}1558, \quad \zeta'_{br} = - 0{,}0171, \quad \zeta'_{cr} = - 0{,}0620,$$
$$\zeta'_{dr} = - 0{,}0171, \quad \zeta'_{er} = - 0{,}1558.$$

Wünscht man nun, um $\zeta'_r$ zu bestimmen, die Gleichung (14a) zu benutzen, bleibt nur übrig, die beiden Stabspannungen $Z_r$

und $Z'_{rr}$ zu ermitteln, was mit Hilfe von (15) und $Z_r = \sum H$ durchgeführt werden kann. Für $\zeta'_r = 0$ ist in (15) $\psi' = 0$ zu setzen, und somit:

$$Z_{r0} = \frac{6 \cdot 1}{h}(0,4199 + 0,0032) + \frac{3 \cdot 1}{h}(-0,3445 + 0,0647 - 0,0112)$$
$$= \frac{2,5386 - 0,8730}{h} = + \frac{1,6656}{h};$$

für $\zeta'_r = -1$ werden alle Winkel $\psi' = -1/4$, womit nach (15)

$$Z'_{rr} = 2 \cdot \frac{6 \cdot 1}{h}(-0,1558 + 0,5) + 2\,\frac{3 \cdot 1}{h}(-0,0171 + 0,25) + \frac{3 \cdot 1}{h}(-0,0620 + 0,25)$$
$$= \frac{4,1304 + 1,3974 + 0,5640}{h} = + \frac{6,0918}{h}.$$

Jetzt ist: $\zeta'_r = \frac{Z_{r0}}{Z'_{rr}} = \frac{1,6656}{6,0918} = +0,2733,$

wonach die endgültigen Knotendrehwinkel nach (13):

$$\zeta'_a = \zeta'_{a0} - \zeta'_{ar}\,\zeta'_r$$

gefunden werden können.

## IV.

Wie schon oben bemerkt, ist das Verfahren im vorigen Abschnitt für eine bewegliche Knotenpunktfigur nur befriedigend, wenn man mit einigen wenigen Z-Stäben auskommen kann, und es eignet sich eigentlich gar nicht, wenn eine ganz exakte Berechnung, namentlich auch eine Berücksichtigung der Normalkräfte, erwünscht ist. Es soll daher hier die Frage für einen Augenblick ganz allgemein betrachtet werden.

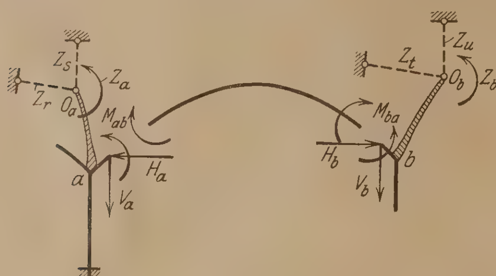


Abb. 7.

In Abb. 7 sind zwei aufeinanderfolgende Knoten a und b gezeigt, durch einen geraden oder gekrümmten Balken verbunden. Zur Festhaltung jedes Knotens sind drei Bedingungen erforderlich; der Knoten a soll daher durch einen steifen Arm festgehalten gedacht werden, auf den ein Moment $Z_a$ einwirkt, und durch zwei Z-Stäbe, die von einem Punkte $O_a$ des genannten Armes ausgehen. Die beiden Koordinaten von $O_a$ sowie der Winkel der beiden Z-Stäbe sind vorläufig unbekannt. Der Drehwinkel des Knotens a ist $\zeta_a$, und die Verschiebung von a in Größe und Richtung läßt sich als eine lineare Funktion der Längenänderungen $\zeta_r$ und $\zeta_s$ der Z-Stäbe und des Winkels $\zeta_a$ ausdrücken. Der Knoten b wird auf entsprechende Weise festgehalten gedacht, und dessen Bewegungen durch $\zeta_t$, $\zeta_u$ und $\zeta_b$ ausgedrückt. Der Balken a—b wirkt auf jeden der beiden Knoten mit einem Kräftepaare und zwei Teilkräften (M, H, V), die als Funktionen der Belastung und der Knotenverschiebungen, also der gegebenen äußeren Kräfte und der 6 $\zeta$-Größen, ausgedrückt werden können.

Wir nehmen nun an, die Berechnung sei durchgeführt für das links von a gelegene und in a endigende System, und daß sodann der neue Systemteil a—b hinzugefügt werden soll. Die Verschiebungen $\zeta_a$, $\zeta_r$, $\zeta_s$ können dann geschrieben werden:

$$\zeta_a = \zeta_{0a} + \tau_a Z_a + \tau_r Z_r + \tau_s Z_s \text{ und die analogen} \quad (16$$

wo $\zeta_{0a}$ den Wert von $\zeta_a$ bedeutet, der für das in a endigende System berechnet ist, während die drei letzten Glieder die vom Balken a—b herrührende Wirkung angeben; diese Glieder hätten mehr unmittelbar geschrieben werden können:

$$C_1 M_{ab} + C_2 H_a + C_3 V_a,$$

und wenn hier vorgezogen, ist $Z_a$, $Z_r$, $Z_s$ einzuführen, muß erinnert werden, daß diese Z-Größen ausschließlich von $M_{ab}$, $H_a$, $V_a$, gar nicht vom Systemteil links von a herrühren, und daß sie somit aus den Gleichgewichtsbedingungen für den Knoten a, ausschließlich von $M_{ab}$, $H_a$, $V_a$ und den drei Z-Größen beansprucht, zu ermitteln sind. Über die Beiwerte $\tau$ näher unten; sowohl diese Beiwerte wie $\zeta_{0a}$, $\zeta_{0r}$, $\zeta_{0s}$ treten in der folgenden Berechnung als bekannte Größen auf.

Aus den oben erwähnten Ausdrücken für $M_{ba}$, $H_b$, $V_b$ durch die Belastung und die 6 den Knoten a und b entsprechenden $\zeta$-Größen können mittels (16) $\zeta_a$, $\zeta_r$, $\zeta_s$ eliminiert werden und wenn sodann die drei Z-Größen, $Z_b$, $Z_t$, $Z_u$, mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen für den Knoten b in $M_{ba}$, $H_b$, $V_b$ ausgedrückt werden, hat man diese drei Z-Größen als Funktionen von $\zeta_b$, $\zeta_t$, $\zeta_u$, von der bekannten Belastung im Felde a—b und von den bekannten $\zeta_{0a}$, $\zeta_{0r}$, $\zeta_{0s}$ (sowie den bekannten Beiwerten $\tau$ und den analogen). Hiermit können dann endlich die einzelnen Belastungsglieder und Koeffizienten der drei Elastizitätsgleichungen für den Knoten b gebildet werden:

$$Z_b = 0 = Z_{b0} - Z_{bb}\,\zeta_b - Z_{bt}\,\zeta_t - Z_{bu}\,\zeta_u \quad . \; . \; . \; . \; . \; (17$$

und der analogen.

Aus (17) ergeben sich nun nicht nur die gesuchten Werte der Unbekannten $\zeta_b$, $\zeta_t$, $\zeta_u$ die der gegebenen Belastung entsprechen, sondern auch die Beiwerte $\tau$, $\varepsilon$, $\varkappa$, die den elastischen Widerstand des Knotens b zum Ausdruck bringen, falls ein neuer Systemteil b—c hinzugefügt werden soll. Aus den Ausdrücken:

$$\left.\begin{aligned} \zeta_b &= \zeta_{0b} + \tau_b Z_b + \tau_t Z_t + \tau_u Z_u \\ \zeta_t &= \zeta_{0t} + \varepsilon_b Z_b + \varepsilon_t Z_t + \varepsilon_u Z_u \\ \zeta_u &= \zeta_{0u} + \varkappa_b Z_b + \varkappa_t Z_t + \varkappa_u Z_u \end{aligned}\right\} \quad . \; . \; . \; . \; . \; (16a$$

ersieht man, daß $\tau_b$, $\varepsilon_b$, $\varkappa_b$ diejenigen Werte von $\zeta_b$, $\zeta_t$, $\zeta_u$ bedeuten, die sich für $Z_b = 1$, $Z_t = Z_u = 0$ ergeben, d. h. diejenigen $\zeta$-Werte, die aus (17) mit $Z_{b0} = 1$, $Z_{t0} = Z_{u0} = 0$ gefunden werden. Durch Auflösung der Gl. (17) wird erhalten, wenn die Determinante mit D bezeichnet wird:

$$\varepsilon_b = \frac{Z_{ub}\,Z_{tu} - Z_{tb}\,Z_{uu}}{D}, \quad \varkappa_b = \frac{Z_{tb}\,Z_{ut} - Z_{ub}\,Z_{tt}}{D}$$

und hieraus ist ersichtlich, daß alle Beiwerte $\tau$, $\varepsilon$, $\varkappa$ Null werden, mit Ausnahme von $\tau_b$, $\varepsilon_t$, $\varkappa_u$, wenn dafür gesorgt werden kann, daß

$$Z_{bt} = Z_{tb} = 0, \; Z_{bu} = Z_{ub} = 0, \; Z_{tu} = Z_{ut} = 0$$

und das kann immer erreicht werden, indem die beiden Koordinaten von $O_b$ und der Winkel zwischen $Z_t$ und $Z_u$ so bestimmt werden können, daß diese Bedingungen erfüllt werden.

Es ist somit eine sehr bedeutende Vereinfachung, die erreicht werden kann, wenn gesetzt wird:

$$Z_{bt} = Z_{bu} = Z_{tu} = 0 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (18$$

erstens wird aus den Elastizitätsgleichungen (17) nur:

$$\zeta_b = \frac{Z_{b0}}{Z_{bb}}, \quad \zeta_t = \frac{Z_{t0}}{Z_{tt}}, \quad \zeta_u = \frac{Z_{u0}}{Z_{uu}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (19$$

und zweitens gehen die Ausdrücke (16a) über in:

$$\zeta_b = \zeta_{0b} + \tau_b Z_b, \quad \zeta_t = \zeta_{0t} + \varepsilon_t Z_t, \quad \zeta_u = \zeta_{0u} + \varkappa_u Z_u \quad . \; . \; (20$$

wo $$\tau_b = \frac{1}{Z_{bb}}, \quad \varepsilon_t = \frac{1}{Z_{tt}}, \quad \varkappa_u = \frac{1}{Z_{uu}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (21$$

Im Knoten a können die nämlichen Vorteile erreicht werden, indem die Koordinaten von $O_a$ und der Winkel zwischen $Z_r$ und $Z_s$ so bestimmt werden, daß $Z_{ar} = Z_{as} = Z_{rs} = 0$.

Die Berechnung eines beliebigen Systems, vorausgesetzt, daß es durch allmähliche Hinzufügung neuer Systemteile gebildet werden kann, die nur einen Knoten gemeinsam mit dem früheren System haben, ist somit zur Auflösung von Gleichungen mit einer einzigen Unbekannten reduziert.

Die Methode setzt voraus, daß allgemeine Formeln für $M_{ba}$, $H_b$, $V_b$ (Abb. 7) gebildet werden, ausgedrückt durch die Belastung und die Verschiebungen $\zeta$, und daß hieraus $\zeta_a$, $\zeta_r$, $\zeta_s$ mittels (16) fortgeschafft werden. Diese Arbeit kann ein wenig umständlich und die Schlußformeln etwas weitläufig ausfallen, aber die erwähnte Arbeit ist nur ein für allemal auszuführen, und dieser Umstand bedeutet daher in der Tat keine Herabsetzung der praktischen Brauchbarkeit der Methode.

Wir gehen jetzt dazu über, die Anwendung auf ein paar spezielle Konstruktionen zu zeigen. (Schluß folgt.)

---

# DER DAMPFKRAN BEI DER MONTAGE VON EISENBAUTEN.

*Von Dipl.-Ing. Dr. Benedict, Duisburg.*

In den Eisenkonstruktionswerkstätten hat man neuerdings der Ausgestaltung des Transportwesens erhöhte Aufmerksamkeit zugewendet. Der elektrisch betriebene Laufkran mit verschiedenartig ausgebildeten Lastaufnahmemitteln (Lasthaken, Lasthebemagnet, Pratzen) hat sich als das geeignetste Mittel erwiesen, um die Fertigung wirtschaftlich durchzuführen.

Doch fällt im Eisenbau neben der Tätigkeit der Werkstätten den Aufstellungsarbeiten, der Montage, eine sehr wichtige Rolle zu. Hierbei kann man sich fast nie die Vorteile des elektrischen Stromes zunutze machen, und man ist gezwungen, sich nach anderen leistungsfähigen Hebezeugen umzusehen. Im folgenden soll an Hand eines Beispieles, der Errichtung eines Hallenbaues mittels eines Dampfkranes, gezeigt werden, mit wie einfachen Mitteln sich selbst größere Aufgaben bewältigen lassen.


**Abb. 1.** Dampfkran beim Aufrichten der Fachwerksträger einer Halle.


Abb. 2. Dampfkran mit verlängertem Ausleger beim Hochziehen der Pfetten.


**Abb. 3.** Dampfkran mit 16 m hohem Ausleger beim Heben eines Dachbinders.

Ein normaler Dampfkran[1]) ist auf einem Gleis mit eigener Kraft innerhalb der Baustelle (Abb. 1) verfahrbar. Vom Lasthaken aus ist eine Kette um eine Trägerstütze geschlungen, welche durch Auftrommeln des Hubseiles in die senkrechte Stellung gebracht wird. Eine Anzahl dieser Stützen ist bereits aufgerichtet. Zur Verrichtung dieser wie der folgenden Arbeiten ist nur eine verhältnismäßig geringe Zahl von Leuten erforderlich. Nachdem die Stützen aufgerichtet und auf den Fundamenten befestigt sind, folgt die Anbringung der Kranbahn auf halber Höhe. Schwieriger war es dagegen, die aus Fachwerk bestehenden Pfetten auf die erforderliche Höhe, welche die Länge des Auslegers weit überschreitet, zu heben. Doch man half sich in einfachster Weise durch Verlängerung des Auslegers mit Hilfe von einigen U-Eisen und legte das Seil über eine oben angebrachte Rolle (Abb. 2), ohne weitere wesentliche Änderungen am Kran vorzunehmen. Außer der Zureichung des Baumaterials für die Seitenwände werden danach auch die fertigen Dachbinder vom Dampfkran aufgesetzt. Hierbei wurde der gewöhnliche Ausleger durch eine namentlich auf Schiffbauplätzen beliebte Form von 16 m Höhe ersetzt (Abb. 3), die sich durch eine Knickung des Auslegers am oberen Ende ergebende Ausladung von 6 m ermöglicht immer noch die Belastung mit 3,4 t, welche bei den vorliegenden Arbeiten nicht überschritten zu werden brauchte. Selbstverständlich kann der Dampfkran, dank seiner Vielseitigkeit und Anpassungsfähigkeit[2]), wie bereits angedeutet, neben diesen schwierigen Aufgaben, auch das Heranschaffen des Materials an die Baustelle und das Zureichen an den Arbeitsplatz mühelos erledigen.

[1]) Bauart Demag-Duisburg.

[2]) Vgl. Zeitschrift des V. d. I., 1922, Heft 41, S. 965-68, Kessner & Benedict, Normale Dampfkrane.

# WÄRMEAUSDEHNUNG UND WÄRMESPANNUNGEN AN NICHTMETALLISCHEN BAUTEILEN BEI BRÄNDEN.

*Von Dr.-Ing. Silomon, Baurat bei der Bremer Feuerwehr.*

***Übersicht:*** Es wird nachzuweisen versucht, daß infolge der Erhitzung bei Bränden an nichtmetallischen Bauteilen beachtliche Wärmespannungen auftreten müssen. Die tatsächlich bei Bränden und Brandversuchen beobachteten Erscheinungen werden besprochen und daraus gefolgert, daß Wärmedehnungen und Wärmespannungen tatsächlich von Bedeutung sind und daß daher ihre weitere Untersuchung zweckmäßig ist.

Praktische Erfahrungen bei Bränden und Versuche haben zu Bauweisen geführt, die im allgemeinen eine befriedigende Feuersicherheit gewährleisten; andererseits sind aber doch hier und da ungünstige Erscheinungen aufgetreten, die noch nicht genügend aufgeklärt sind. Um vor unangenehmen Überraschungen sicher zu sein, muß man versuchen, auch für diese Erscheinungen Klarheit zu schaffen und zwar dadurch, daß man unsere Kenntnis der physikalischen und chemischen Vorgänge bei Bränden weiter vertieft. Hierzu möchte die nachfolgende Arbeit einen kleinen Beitrag liefern.

Die Frage der Formänderung von nichtmetallischen Bauteilen infolge großer Wärmeunterschiede, sowie der gegebenenfalls aus diesem Grunde entstehenden Spannungen ist, soweit mir bekannt, im Zusammenhange noch nicht erörtert. Über den Einfluß der Wärmeunterschiede auf Eisenkonstruktionen liegen Untersuchungen vor und zwar sowohl über die Wirkung der Wärmeunterschiede infolge Witterungserscheinungen als auch über die Wirkungen der Wärme bei Bränden. Nun werden ja allerdings bei nichtmetallischen Bauteilen (Stein, Holz usw.) die Einflüsse der Wärmeunterschiede infolge der Witterung vermutlich im allgemeinen so gering sein, daß sie vernachlässigt werden können. Bei Bränden handelt es sich aber um Raumtemperaturen von etwa 1000°, die zudem vergleichsweise rasch eintreten. Ein Auftreten erheblicher Erhitzung der Bauteile und daher weiterhin von Längenänderungen oder je nach den Umständen auch von Spannungen liegt daher doch durchaus im Bereich der Möglichkeit.

Wenn trotzdem diesen Erscheinungen bislang wenig Aufmerksamkeit geschenkt ist, so hat das wohl zwei Gründe. Erstens lassen sich diese Erscheinungen nie für sich allein beobachten; bei Versuchen werden sie verschleiert durch die gleichzeitig auftretenden Erscheinungen des chemischen Zerfalls der Baustoffe, bei Bränden auch noch durch die Wirkungen von Einstürzen und dergleichen, sowie durch die Schwierigkeit, überhaupt Beobachtungen anzustellen. Zweitens aber fehlt uns noch eine genügende Kenntnis der zur theoretischen Betrachtung der Fragen erforderlichen physikalischen Erfahrungswerte, nämlich der Ausdehnungsziffer, des Elastizitätsmoduls und des Wärmeleitvermögens. Ihre Erforschung wäre außerordentlich erwünscht, doch werden gerade jetzt hierfür Mittel nur aufzubringen sein, wenn mit leidlicher Sicherheit ein praktischer Erfolg der Forschungen zu erwarten ist.

Im folgenden soll nun kurz untersucht werden:

1. welche Erscheinungen infolge der Wärmeausdehnung und Wärmespannungen an nichtmetallischen Bauteilen theoretisch möglich sind;
2. welche bezüglichen Erscheinungen tatsächlich in praktischen Fällen eingetreten sind und wie sich diese etwa erklären lassen.

## 1. Theoretisch mögliche Erscheinungen.

Wie bekannt, berechnet sich die lineare Längenänderung $\lambda$ eines Körpers von der Länge l bei gleichmäßiger Erwärmung um $t^0$ zu:

$$\lambda = \alpha t l \qquad (1$$

wobei $\alpha$ ein Erfahrungswert ist, der bei verschiedenen Stoffen verschieden ist, bei den einzelnen Stoffen aber auch noch je nach der Temperatur wechselt. In den bekannten Tabellen finden sich Angaben über mittlere Werte von $\alpha$ etwa zwischen $1^0$ und $100^0$ C.

Wird der Körper aber durch seine Umgebung an der Ausdehnung gehindert, ist er ideal eingespannt, so tritt nach den Regeln der Elastizitätslehre eine Spannung $\sigma_t$ auf, die sich berechnet zu

$$\sigma_t = \frac{\lambda E}{l} = \frac{\alpha t l E}{l} = \alpha t E \qquad (2$$

worin E ein Erfahrungswert ist, der sich gleichfalls mit wechselnder Temperatur des Körpers ändert. Für höhere Temperaturen liegen nur wenig Beobachtungen von E vor.

Es ist nun für unsere weiteren Untersuchungen von großer Wichtigkeit, zu wissen, bei welchen Temperaturunterschieden bedenkliche Spannungen im Bereich der Möglichkeit liegen. Für den ideal eingespannten Körper gibt uns die vorstehende Formel einen gewissen Anhalt. Denn ersetzt man $\sigma_t$ durch den Wert der Druckfestigkeit $\sigma_d$ des betr. Körpers und löst nach t auf, so erhält man

$$\Delta t^d_{zul} = \frac{\sigma_d}{\alpha E} \qquad (3$$

wobei $\Delta t^d_{zul}$ derjenige Wärmeunterschied ist, bei dem ein ideal eingespannter Körper bis zur Grenze der Druckfestigkeit in Spannung versetzt wird.

Während eine Erwärmung eines Körpers Vergrößerung der Länge und daher bei einem eingespannten Körper Druckspannungen hervorruft, ruft Abkühlung Verkürzung und daher Zugspannungen hervor. Mit $\sigma_z$ = zulässige Zugspannung des Körpers ergibt sich aus obigem:

$$\Delta t^z_{zul} = \frac{\sigma_z}{E \alpha} \qquad (3a$$

wobei $\Delta t^z_{zul}$ denjenigen Wärmeunterschied bezeichnet, bei dem ein ideal eingespannter Körper bis zur Grenze seiner Zugfestigkeit beansprucht wird.

Auf der beigefügten Tabelle sind für eine Anzahl Baustoffe zusammengestellt die üblichen Werte von E, $\alpha$, $\sigma_d$ und $\sigma_z$, sowie die aus diesen Werten errechneten Wärmeunterschiede $\Delta t^d_{zul}$ und $\Delta t^z_{zul}$, bei denen unter Annahme idealer Einspannung die Grenze der Druck-, bzw. Zugfestigkeit erreicht wird. Man beachte die großen Unterschiede in den Werten des Elastizitätsmoduls im Gegensatz zu den geringen Unterschieden der Ausdehnungskoeffizienten. Die Werte von $\Delta t_{zul}$ erscheinen überraschend; man möchte bei flüchtiger Betrachtung geneigt sein, sie für sinnlos zu halten. Nun sind gewiß die Werte nur als grobe Näherungswerte anzusehen; aber selbst unter Berücksichtigung hiervon sind folgende Folgerungen kaum von der Hand zu weisen.

Bei Holz können unzulässige Temperaturspannungen nicht in Frage kommen, weil es eher verbrennt als eine Temperatur erreicht, bei der es bis zur Grenze seiner Festigkeit beansprucht wird. Tatsächlich sind, wie gleich vorweggenommen werden mag, entsprechende Beobachtungen beim Holze nicht festgestellt, so daß hinsichtlich des Holzes sich weitere Erörterungen erübrigen. Auffällig erscheint der geringe Wert von $t^d_{zul}$ für Flußeisen; denn Zerstörungserscheinungen an Eisen infolge Erhitzung dürften praktisch kaum festgestellt sein. Trotzdem kann letzterer Wert nicht als gänzlich falsch angesehen werden. Denn es müßte die Einspannung durch Material von größerer Festigkeit, als die des Eisens ist, erfolgen, was schon für Versuche schwer zu erreichen ist, in Wirklichkeit aber nie der Fall sein wird; vielmehr werden die gewaltigen,

Tabelle: Wärmeunterschiede, bei denen die Grenzfestigkeit der betr. Baustoffe unter Annahme idealer Einspannung erreicht, sowie der zu ihrer Ermittlung dienenden Erfahrungswerte (Mittelwerte).

| Nr. | Baustoff | E kg/qcm | $\alpha_t$ | $\sigma_d$ kg/qcm | $\sigma_z$ kg/qcm | Wärme-Unterschied $\triangle t_{zul}$ Erwärmung °C | Abkühlung °C |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Beton | 200 000 bis 300 000 | 0,000 014 | 160 bis 200 | 10 bis 15 | 51,5 | 3,6 |
| 2 | Backsteinmauerwerk | 27 800 (?) | ? wie 1? | 140 | 0 | 360 | 0 |
| 3 | Bruchsteinmauerwerk | 60 400 | ? wie 1? | 300 bis 1 000 | 0 | 770 | 0 |
| 4 | Granit | 240 000 | 0,000 008 | 800 bis 2 000 | $^1/_{26}\ \sigma_d$ | 730 | 28 |
| 5 | Holz | 100 000 | 0,000 003 (bis 0,000011?) | 280 | 800 | 933 | 2670 |
| 6 | Gußeisen | 1 000 000 bis 700 000 | 0,000 011 | 6 000 bis 10 000 | 1 200 bis 7 200 | 855 | 450 |
| 7 | Flußeisen | 2 150 000 | 0,000 011 | 2 000 (u. mehr) | 3 400 bis 5 000 | 85 | 177 |

bei der Erhitzung eiserner Bauteile auftretenden Kräfte stets sich durch Zerstörung der Auflager, Veränderung der anstoßenden Teile oder in ähnlicher Weise auswirken, wie ja vielfach beobachtet ist.

Für unsere weiteren Untersuchungen sind am wichtigsten die Werte für Beton, Granit, Bruchstein- und Backsteinmauerwerk. Es muß nach der Tabelle angenommen werden, daß bei Einspannung und Erhitzung aller genannten Baustoffe bedenkliche Spannungen infolge Abkühlung stets, vielfach auch wohl infolge Erhitzung auftreten müssen.

Es wird kaum bestritten werden können, daß der idealen Einspannung sich nähernde Verhältnisse auch in Wirklichkeit vorkommen. Allerdings werden ja die die Einspannung bewirkenden Bauteile dem Einfluß der Wärme nie ganz entzogen sein. Aber Unterschiede in der Erwärmung der beiden Teile werden natürlich gleiche oder ähnliche Wirkungen haben müssen. Beispielsweise wird sich von einem Eisenbetonplattenbalken die Platte bedeutend rascher erwärmen als die Balken. Überschreitet die mittlere Wärme der Platte die des Balkens um größere Beträge, als in Spalte 7 errechnet, so ist mit Überschreiten der Festigkeit zu rechnen, sofern diese Spannungen nicht durch die Eiseneinlagen aufgenommen werden können. Noch sicherer müssen bedenkliche Spannungen bei plötzlichem Abkühlen der Konstruktion, z. B. durch einen Wasserstrahl, eintreten.

Bislang war angenommen, daß der einzelne, eingespannt gedachte Bauteil in sich gleichmäßig erhitzt wurde. Die durchweg geringe Wärmeleitfähigkeit der hier betrachteten Baustoffe legt aber die Vermutung nahe, daß auch innerhalb des einzelnen Bauteiles selbst gefährliche Wärmeunterschiede sehr wohl möglich sind, wie die nachfolgenden Überlegungen zeigen.

Wird ein Körper sehr langsam und gleichmäßig von allen Seiten erwärmt, so werden an ihm nur ganz geringe Temperaturunterschiede auftreten, er wird sich nach allen 3 Achsen gleichmäßig ausdehnen und eine der ursprünglichen ähnliche Form annehmen, ohne daß wesentliche innere Spannungen auftreten. Wird ihm hingegen vergleichsweise rasch Wärme zugeführt, so werden zwischen Oberfläche und Innern Wärmeunterschiede auftreten, die sich teilweise in Ausdehnungen, teilweise aber in inneren Spannungen auswirken werden. Eine plötzliche Wärmeentziehung wird sich gleichfalls in Formänderungen und inneren Spannungen auswirken; bei Metallen sind die entsprechenden Erscheinungen als „Gußspannungen" bekannt. Wird die Wärme nur einem Teil der Oberfläche des untersuchten Körpers zugeführt, so wird dieser Teil sich stärker erhitzen; naturgemäß werden hierbei auch innere Spannungen und je nach den Umständen Formänderungen hervorgerufen. Im Gegensatz zu der langsamen gleichmäßigen Erwärmung wird die rasche und teilweise Erwärmung Formänderungen hervorrufen, bei denen eine der ursprünglichen unähnliche Form entsteht.

Betrachten wir beispielsweise eine frei aufgelagerte Platte aus einem schlecht leitenden Baustoff, Beton oder dergleichen, welche einseitig erhitzt wird. Denken wir sie uns in Schichten zerlegt, so werden die Schichten an der erhitzten Seite am stärksten sich ausdehnen wollen, die Platte wird sich daher infolge der Erhitzung nach der erhitzten Seite hin durchbiegen. Eine genaue Berechnung der zu erwartenden Temperaturunterschiede und Dehnungen ist natürlich mangels Kenntnis der einschlägigen Naturgesetze nicht möglich. Es ist nicht anzunehmen, daß die Gesetze der Wärmeleitung und der Elastizität derart übereinstimmen, daß der Körper spannungslos bleibt; vielmehr ist damit zu rechnen, daß die Erhitzung stets Formänderungen, wenn auch u. U. sehr kleine, daneben aber stets innere Spannungen hervorruft. Falls die inneren Spannungen die Festigkeit des Baustoffes überschreiten, ist mit teilweiser Zerstörung des Körpers, z. B. also mit Rißbildung zu rechnen.

Noch verwickelter werden die Verhältnisse, wenn die Platte nur auf einem Teile der Oberfläche einseitig erhitzt wird. Die erhitzten Teile werden dann nur in einem sehr geringen Umfange sich ausdehnen und keilartig in dem nicht erhitzten Teile sitzen, diesen auseinanderzutreiben strebend. Von einer auch nur näherungsweisen Errechnung der Spannungen kann nicht die Rede sein.

Bei einer runden Säule werden infolge Wärmezufuhr am Mantel Temperaturunterschiede von außen und innen auftreten. Im Schnitt senkrecht zur Achse werden die äußeren Ringe sich stärker dehnen wollen als die inneren und daher Radialspannungen zu erwarten sein. Im Schnitt durch die Achse werden die Streifen am Mantel sich stärker dehnen wollen als die in der Nähe der Achse; Scherspannungen parallel zur Achse müssen die Folge sein, besonders dann, wenn die Säule oben und unten in andere Konstruktionen eingespannt ist. Beide Spannungen werden sich zu Beanspruchungen parallel zur Mantelfläche vereinigen, die zu Zerstörungen in diesen Ebenen führen könnten.

Bei einer Säule rechteckigen Querschnitts wird die Wärme an den Kanten am raschesten vordringen, in deren Nähe daher ähnliche, jedoch ungünstigere Beanspruchungen wie bei der runden Säule auftreten.

Werden die Säulen einseitig erhitzt, so können Verbiegungen eintreten und zwar längt sich die dem Feuer zugewandte Seite und biegt sich nach dem Feuer zu. Bei allseitiger Erwärmung sind hingegen achsiale Verbiegungen nicht möglich, da sich die symmetrisch angreifenden Kräfte gegenseitig aufheben.

Bei Deckenkonstruktionen wird es sich häufig um einseitig erhitzte Balken, so z. B. bei dem Plattenbalken handeln. Die zu erwartenden Formänderungen werden in einer Durchbiegung des Balkens wie der Platte bestehen. Daß an der Verbindung zwischen Balken und Platte erhebliche Spannungen zu erwarten sind, ist wohl leicht ersichtlich.

Abkühlung von Bauteilen, wie sie z. B. beim Ablöschen von Bauteilen auftritt, muß zu Formänderungen bzw. Spannungen entgegengesetzten Sinnes führen.

Wie wirken nun die Einflüsse infolge Erwärmung und Abkühlung mit den Beanspruchungen und Formänderungen infolge Belastung zusammen?

Ein infolge Zugbeanspruchung gedehnter Körper wird sich, wie wohl leicht ersichtlich, infolge Erwärmung entsprechend weiter längen. Beispielsweise also wird eine infolge Belastung durchgebogene Platte weiter durchbiegen. Bei einem durch

Druck verkürzten Körper wird die Erwärmung je nach den Umständen die Verkürzung aufheben oder, sofern dies nicht möglich ist, eine Vermehrung der Druckspannungen hervorrufen. Wird eine gleichmäßig auf Druck beanspruchte Säule durch und durch gleichmäßig erwärmt, so wird die Verkürzung aufgehoben. Bei rascher Erwärmung am Mantel werden die für die unbelastete Säule ermittelten Spannungen in den Schichten parallel zur Mantelfläche die hier vorhandenen Druckspannungen infolge Belastung vermehren und also hier sehr ungünstige Beanspruchungen hervorrufen.

Bislang war von homogenen Körpern die Rede. Der Eisenbeton bildet aber naturgemäß infolge des Vorhandenseins der Eiseneinlagen, die zwar ziemlich gleiche Ausdehnungskoeffizienten, aber ungleiche Wärmeleitfähigkeit haben, eine nicht homogene Masse. Dadurch werden die Dehnungs- und Spannungsverhältnisse noch verwickelter und zwar wohl durchweg ungünstiger.

Das Ergebnis der theoretischen Untersuchungen kann dahin zusammengefaßt werden, daß bei Erhitzung schlecht leitender Bauteile Formänderungen und Spannungen von Belang im Bereich der Möglichkeit liegen; zu berücksichtigen ist, ob die Erhitzung etwa nur auf einen Teil des Körpers wirkt, da dies besondere Formänderungen oder Spannungen erwarten läßt.

2. Praktische Beobachtungen.

Des weiteren soll nun untersucht werden, wie weit Beobachtungen bei Bränden und Versuchen die vorstehenden Erörterungen bestätigen und zwar getrennt nach Baustoffen: Ziegelmauerwerk u. dgl., Natursteinbauweisen, Beton und Eisenbeton.

Hohe Giebelwände neigen sich bei Bränden häufig in gefahrdrohender Weise nach außen infolge der Erhitzung und daher Verlängerung der dem Feuer zugewandten Schichten und stürzen auch wohl ein; die Richtigkeit dieser Erklärung ist erwiesen, da man durch vorsichtiges Abkühlen mit einem Wasserstrahl sie wieder aufrichten kann. Die für einseitige Erwärmung einer Platte vorausgesagten Erscheinungen treten also etwa ein.

Merkwürdig erscheint zunächst, daß bei anderen Bränden keine derartigen Formänderungen eintreten, so z. B. ist bei den Bränden älterer Wolkenkratzer, die freitragende Außenmauern hatten, keine bedeutende Formänderung und kein Einsturz erfolgt. Vermutlich hat der Kern der Mauern den biegenden Kräften der erhitzten Schichten widerstanden; dann müssen aber nach den früheren Ausführungen erhebliche innere Spannungen aufgetreten sein. Vielleicht führen sie nur zu der Zermürbung des Mörtels der erhitzten Schichten. Doch kommen auch an Ziegelsteinen, bei denen doch eine gute Feuerbeständigkeit infolge ihres Herstellungsverfahrens erwartet werden müßte, Zermürbungserscheinungen vor, die vielleicht durch solche innere Spannungen am besten zu erklären sind.

Als Zwischenwände verwendet man in den Vereinigten Staaten vielfach Leichtziegel- und Hohlsteinwände mit Eiseneinlagen. Nach Bränden fand man diese in großem Umfange teils gänzlich zerstört, teils ausgebaucht. Gerade die letzte Erscheinung ist fraglos eine Folge der Ausdehnung in der Hitze: entweder wurde die Wand einseitig erhitzt und bog sich, wie oben entwickelt, nach dem Feuer durch, oder aber die Wand wurde rascher erhitzt als die sie begrenzende Tragkonstruktion, dehnte sich daher stärker als diese aus und wich so seitwärts aus.

Als Umhüllung für Eisensäulen verwendet man in Amerika in großem Umfange Ziegelhohlsteine. Bei Großfeuern sind diese vielfach in der äußeren Schicht zerstört; hierfür dürften innere Spannungen die Ursache sein: Die dem Feuer unmittelbar ausgesetzte Seitenwand des einzelnen Hohlsteins erhitzte sich stärker als die Innenwand, da ja die Wärmeleitung durch die Stege nur langsam erfolgte. Andere Umhüllungen sind aber gänzlich oder aber auch in der Mitte zerstört. Hier dürften die Verhältnisse ähnlich liegen wie für homogene Säulen oben ausgeführt: Der äußere Teil der Säule, also die Ummantelung, erhitzte sich stärker als der innere Teil, die Eisenkonstruktion, solange die Umhüllung noch stand. An der Ausdehnung wurde die Umhüllung oben und unten durch die Decken- und Eisenkonstruktion gehindert und knickte daher in der Mitte aus.

Eine sehr beliebte Deckenkonstruktion bei großen Häusern sind Massivdecken aus Leicht- und Hohlsteinen; wenn diese auch bei manchen Bränden gehalten haben, so sind doch in anderen Fällen wieder umfangreiche Zerstörungen eingetreten. Bei Hohlsteinen kann es sich zum Teil um die oben erklärten Zerstörungen der Einzelsteine gehandelt haben. Im übrigen werden sich die Deckenfelder stärker erhitzt haben als die meist gut umhüllten Eisenträger, zwischen denen sie eingespannt waren. Wenn die so entstehenden Spannungen nicht zur völligen Zerstörung ausreichten, so kann doch der Abkühlungsvorgang, der sich vielfach wohl umgekehrt abspielte wie die Erwärmung, zur Zerstörung führen, indem die infolge der zuerst erfolgenden Abkühlung sich zusammenziehenden Deckenfelder zwischen den Träger hindurchfielen. Tatsächlich wird von derartigen nachträglichen Einstürzen mehrfach berichtet.

Natursteine zeigen durchweg sehr schlechte Eigenschaften im Feuer, vor allem der Granit und seine Verwandten, die doch eigentlich nach ihrer Entstehung aus glutflüssiger Masse einen guten Widerstand zeigen müßten. Von Wänden aus Granit springen auf der ganzen Oberfläche große Stücke in mäßiger Tiefe ab, Säulen zeigen im ganzen Umfange Absprengungen. Innere Spannungen infolge Temperaturdifferenzen zwischen innerem Kern und Oberfläche geben leicht eine Erklärung, vgl. die Tabelle und die theoretischen Ausführungen über Platte und Säule. Granitstufen zerspringen im Feuer in kurze Stücke; die Außenschichten wollen sich ausdehnen und rufen daher im Innern Zugspannungen hervor, denen der Kern nicht gewachsen ist. Mitwirken dürfte das gute Wärmeabsorptionsvermögen des meist dunklen Granits.

Verputz springt beim Feuer in großen Stücken ab. Wo er auf Mauerwerk aufgebracht ist, möchte man an mangelnde Haftfähigkeit denken. Bei Beton dürfte jedoch eine ausreichende rauhe Fläche vorhanden sein; auch wird sogar berichtet, daß bei dem Abspringen des Putzes die Wand beschädigt wurde. Es ist demnach wohl anzunehmen, daß die Hauptursache in der Ausdehnung der dem Feuer unmittelbar ausgesetzten Putzschicht zu suchen ist.

So lassen sich zahlreiche Fälle von Ausdehnungs- und Temperaturspannungserscheinungen bei nichtmetallischen Bauteilen nachweisen. Am wichtigsten ist aber wohl eine Prüfung, inwieweit bei Beton und Eisenbeton entsprechende Erscheinungen auftreten. Nur vereinzelt traten chemische Zerfallserscheinungen auf, so beim Brand eines Wiener Werkstättenhofes und bei dem einer Edison-Fabrik in West-Orange; in beiden Fällen lagen aber ganz unverhältnismäßig lange und heftige Brände vor. In der Mehrzahl der Fälle wird betont, daß die chemischen Zersetzungen am Beton nur sehr oberflächlich waren.

Interessantes Material zu dieser Frage bieten die Veröffentlichungen über Versuche des British Fire Prevention-Committee sowie des Deutschen Material-Prüfungsamtes. Bei einem Versuche wurden Betonplatten mit verschiedenem Steinschlag unter Belastung einem dreistündigen Feuer ausgesetzt; sie waren frei auf Beton aufgelagert. Nur eine Platte aus Flußkies zeigte schwerere Schäden. Die anderen zeigten geringe Durchbiegungen, waren aber in der Längsachse in mehrere Teile gesprungen. Die Platten hatten sich offensichtlich in der Hitze ausgedehnt und auf den Auflagern verschoben; die hierbei entstehenden Druckspannungen hatte der Beton mühelos ertragen. Bei der zudem plötzlich durch das Ablöschen erfolgenden Zusammenziehung hatte aber die Zugfestigkeit des Betons nicht ausgereicht, die Reibung der Platte auf den Auflagern zu überwinden und die Platte war daher in mehrere Teile zerrissen. Die Abmessungen der Platten waren $3 \times 0{,}8 \times 0{,}14$ m; Eiseneinlagen waren nicht vorhanden.

Mit Plattenbalken aus Eisenbeton wurden von dem englischen Ausschuß eine größere Anzahl von Versuchen angestellt. Aus den Ergebnissen ist folgendes bemerkenswert: In allen Fällen zeigt sich ein merkliches Durchbiegen der Konstruktion, das ich nach dem früher ausgeführten zum größten Teil auf die einseitige Erhitzung zurückführen möchte. Ferner traten auf der Oberseite der Decke stets da Risse auf, wo die Platte an die Balken ansetzt; diese Risse gehen nicht durch. Es ist anzunehmen, daß sie eine Folge der Durchbiegung der Platte sind (s. Abb. 1).

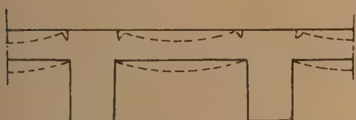


Abb. 1. Rißbildung an der Oberseite eines von unten erhitzten Plattenbalkens.

Endlich zeigen sich an der Lagerfläche des Plattenbalkens auf dem Mauerwerk Risse, die auf Bewegungen des ganzen Plattenbalkens schließen lassen. Wäre dieser also monilitisch in ein Eisenbetongerippe eingespannt gewesen, so wären andere Beanspruchungen in der Platte, außerdem aber Reaktionsdruck auf das Gesamtgerippe unvermeidlich gewesen.

In Deutschland wurden Brandversuche mit Eisenbeton durch die Materialprüfungsanstalt Groß-Lichterfelde (Prof. Gary) in Verbindung mit dem deutschen Ausschuß für Eisenbeton angestellt. Während man in England Decken der üblichen Ausführung der Prüfung unterwarf, hat man hier besondere Bauwerke konstruiert.

Die ersten Bauwerke hatten Kastenform. Die Seitenwände bestanden aus Eisenbetonplatten, Vorder- und Hinterwand waren durch Pfeilervorlagen verstärkt, die Decke bestand aus einem Plattenbalken, wurde von Pfeilern unterstützt und war von einem Schornstein durchbrochen.

Als Brandwirkungen wurde folgendes festgestellt: Die Seitenwände bauchten sich nach innen ein, wie nach den Ausführungen über einseitige Erwärmung einer Platte zu erwarten war, die Vorderwand nach außen, vermutlich infolge des entsprechenden Biegungsmoments der sich durchbiegenden Decke. Die weitere Folge dieser Verbiegung war ein Auseinanderplatzen an den Stoßkanten der Seitenwände mit Vorder- und Hinterwand. Die dem Feuer ausgesetzten Innenkanten zeigten erhebliche Zerstörungen, ebenso die Putzflächen, wie schon früher erwähnt war. Alle Zerstörungen sind also als Dehnungserscheinungen erklärbar.

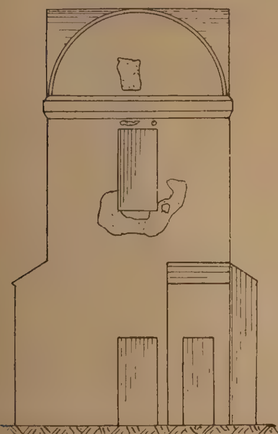


Abb. 2. Absprengungen eines Versuchsbaus. (Die punktierten Teile sind herausgesprungen.)

Zur Vervollständigung der Erfahrungen wurden dann zwei weitere Häuser erbaut, das eine (Haus 4) aus Granitbeton, das andere (Haus 3) aus Basaltbeton. Für das nachfolgende genügt es zu wissen, daß bei Haus 4 der Unterbau durch eine Eisenbetondecke abgeschlossen wurde, über der sich eine Art Turm quadratischen Querschnittes erhob. Die Eisenbetonwände hatten rechteckige Fensterdurchbrechungen und wurden oben durch ein kräftiges Gesims abgeschlossen. Darüber erhoben sich kreissegmentförmige Giebel aus Eisenbeton und Kreuzgewölbe aus Stampfbeton (siehe Abb. 2).

Bei dem Brandversuche in dem Obergeschoß des Hauses Nr. 4 platzten Betonstücke mit explosionsartigem Knall aus Seitenwänden und Giebel heraus und wurden mit großer Wucht umhergeschleudert. Da man ähnliche Erscheinungen noch nicht beobachtet hatte und sie nicht zu erklären vermochte, versuchte man durch weitere Versuche die Ursache festzustellen, ohne jedoch zu befriedigendem Ergebnis zu kommen. Man nahm endlich an, daß in diesem Falle besonders ungünstige Wassereinschlüsse vorhanden gewesen sein müssen, die durch ihre Ausdehnung den Beton zersprengten. Die Erklärung scheint nicht unbedingt überzeugend; bei Fällen, die als gleichartig herangezogen wurden, handelt es sich um Oberflächenabsprengungen, hier aber um Absprengungen in voller Wandstärke. Ich möchte die Erscheinungen als Wirkungen der Wärmeausdehnung des Betons erklären und zwar in folgender Weise:

Die Seitenflächen sind als eingespannt zu betrachten. Von unten werden sie durch die Eisenbetondecke gehalten, von oben durch das kräftig bewehrte Gesims. An den Seitenkanten waren die Eisen der aneinanderstoßenden Seitenflächen besonders stark miteinander verbunden, um ein Auseinanderplatzen, wie bei den früheren Versuchen, zu verhindern. Auch der Giebel war durch die außen entlanglaufenden, nahezu nach der Kettenlinie gebogenen Eisen sowie durch das Sims sehr stark gehalten. Eine Ausdehnung war also nach allen Seiten besonders gut verhindert, vielmehr waren die Seitenflächen als nahezu ideal eingespannt anzusehen. Eine Ausbauchung nach dem Feuer zu konnte wohl für die Temperaturunterschiede zwischen äußerer und innerer Fläche, nicht aber für die Gesamtausdehnung der Seitenfläche Möglichkeit schaffen. Infolgedessen mußten erhebliche innere Spannungen auftreten; in dem Augenblick, wo diese an einem Punkte die Festigkeit des Betons überschritten, setzten sich die Spannungen in Bewegung um und schleuderten einzelne Teile fort, wie man es auch beim „Springen" anderer Körper beobachtet.

Demgegenüber könnte eingewendet werden, daß in den rechteckigen Seitenflächen die Fensterdurchbrechungen eine gewisse Entlastung bringen müßten, indem sich die Seitenflächen in sie hinein ausdehnen könnten. Dem muß entgegengehalten werden, daß dies nur für die Mitte der Fensterkanten zutrifft, daß aber an den Ecken gerade hierdurch sehr ungleichmäßige und daher ungünstige Spannungen eintreten mußten, indem die Ecke von beiden Seiten in das Fenster hineingedrückt wird. Die Form der Absprengungen besonders an der einen Seite (s. Abb. 2) dürfte dieser Auffassung recht geben; an den anderen Seiten überwiegen die Einflüsse der Stampfschichten. Ähnlich dürfte es zu erklären sein, daß in den Giebelfeldern durch Herausspringen der ersten Stücke keine Entlastung eintrat, sondern daß mehrere Stücke aus einem Felde heraussprangen.

Weiter kann entgegengehalten werden, daß an dem anderen Hause (Nr. 3) sich nicht die gleichen Erscheinungen auch gezeigt haben. Zum Teil liegt das vielleicht an der in Kleinigkeiten abweichenden Bauweise; z. B. bestand die Decke über dem Untergeschoß aus Stampfbeton zwischen T-Trägern, wodurch die Einspannung der Seitenwände nicht so stark war. Den Hauptgrund dürften aber die abweichenden Eigenschaften des Basaltbetons bilden. Es ist also anzunehmen, daß dichter Granitbeton, wie er beim Hause Nr. 4 verwandt wurde, hinsichtlich seines Verhaltens gegenüber Temperaturänderungen wenig vorteilhaft ist, wenn auch ja in Wirklichkeit so ungünstige Umstände wie bei diesem Bau in der Praxis kaum vorkommen.

Endlich könnte noch eingewandt werden, daß die späteren Versuche mit dem gleichen Granitbeton nicht zu gleichen Erscheinungen geführt haben. Es liegt das aber m. E. an den Versuchen. Eine sichere Feststellung würde durch folgenden Versuch zu erzielen sein. Man betoniert eine kreisförmige Betonplatte aus den gleichen Stoffen, ringsum eingefaßt von einem kräftig armierten Wulst; vielleicht empfiehlt es sich, einen viereckigen Ausschnitt in der Mitte zu lassen, entsprechend den Fensteröffnungen; Stärke und Armierung der Platte entsprechend der Seitenwand des Hauses. Die kreisförmige Einfassung bietet eine sicherere Einspannung dar als die bei den erwähnten späteren Versuchen angewandte Einfassung mit Profileisen. In der Mitte der Platte muß sie stark erhitzt werden. Trifft die oben angegebene Erklärung zu, so muß unbedingt ein „Springen" der Platte eintreten.

Die übrigen Erscheinungen bei den genannten Brandversuchen bieten nichts überraschendes weiter.

Ein weiterer sehr interessanter Versuch fand in Wetzlar an einem Betongebäude statt, das zum Abbruch bestimmt war.

Außer umfangreichen reinen Belastungsversuchen wurde ein belastetes Feld der Eisenbetondecke einer Brandprobe unterworfen. Es zeigten sich folgende Erscheinungen: Der Estrich der unter dem Feuer liegenden Decke sprang mit starkem Knall stückweise ab; ich möchte die Erscheinungen ähnlich erklären wie das Abfallen des Putzes bei Bränden und wie das Herausspringen von Stücken aus der Wand des Versuchshäuschens 4, nämlich als Folge der Wärmeausdehnung. Der Putz wird dicht und daher ziemlich unelastisch gewesen sein. Die Deckenplatten hätten sich infolge der einseitigen Erhitzung nach dem Feuer zu, also nach oben durchbiegen müssen. Hieran wurden sie durch die Einspannung zwischen dem Balken und durch die Eiseneinlagen gehindert. Es mußten sich daher innere Spannungen bilden, die zu einem derartigen „Springen" der Oberfläche führen mußte. Umgekehrt müßten an der Unterseite der Decke Zugspannungen im Beton — und natürlich auch im Eisen — auftreten. Feine Haarrisse, die sich während des Brandes zeigten und nachher wieder schlossen, scheinen das zu bestätigen.

Das belastete, oberhalb des Feuers liegende Deckenfeld bog sich im Feuer durch „etwa wie ein an vier Ecken festgehaltenes Tuch". Absprengungen traten hier nicht auf: ein getrennt aufgetragener Putz war an der vom Feuer getroffenen Unterseite wohl nicht vorhanden, was diese Erscheinung sicher gefördert hätte. Vor allem lagen aber die Eisen an der erhitzten Seite und machten daher die Erhitzung und Dehnung mit. Nach dem Brande zeigten die Platten feine Risse fast ausschließlich in Richtung der Eiseneinlagen, vielleicht eine Folge der plötzlichen einseitigen Abkühlung, der die Zugfestigkeit der Unterschicht in der genannten Richtung nicht gewachsen war.

Ganz abweichend davon sind die Risse an der Oberseite der dem Brande ausgesetzten Decke. Ein Teil läuft etwa an den Stellen entlang, wo die Balken an der Platte ansetzen, sind also ebenso wie die früher erwähnten derartigen Risse zu erklären. Soweit bei den übrigen überhaupt eine einheitliche Tendenz zu erkennen ist, scheint eine keilartige Wirkung des am meisten erhitzten Deckenfeldes vorzuliegen, die sich naturgemäß an der Oberseite am meisten bemerkbar machen mußte, während an der Unterseite die Erhitzung und daraus folgende Ausdehnung im entgegengesetzten Sinne wirkte.

Die dem Feuer ausgesetzten Balken bogen sich stark durch. Hierfür wird die Belastung einen Teil der Ursache bilden, daneben aber werden Wärmeausdehnungserscheinungen mitgewirkt haben. Da sich nun die unterste Schicht am meisten erhitzte und daher auch am stärksten ausdehnen mußte, sollte man erwarten, daß Rißbildungen nicht aufträten. Tatsächlich sind aber solche in erheblichem Umfange eingetreten. Falsche Lage von Bügeln wird hierbei mitgewirkt haben. Immerhin bedarf dieser Punkt noch der Klärung, die bei den verwickelten Spannungsverhältnissen nicht leicht sein wird.

Endlich ist zu bemerken, daß wesentliche Bewegungen der Gesamtkonstruktion, die sich wohl an den Außenwänden bemerkbar gemacht hätten, nicht festgestellt sind.

Eine weit schärfere Probe hatte die Sarotti-Fabrik in Berlin-Tempelhof Anfang dieses Jahres zu bestehen. Während der vorige Versuch nur eine Stunde dauerte, wütete in dieser ein gewaltiges Schadenfeuer etwa 6 Stunden lang. Als wichtigste Tatsache muß festgestellt werden, daß das Gebäude unter dem Einfluß der Hitze wesentliche Bewegungen ausführte, die an manchen Stellen Beschädigungen der Eisenbetonkonstruktion herbeiführten. Das große Gebäude mit $57 \times 85$ m Grundfläche war durch eine Dehnungsfuge in zwei T-förmige Teile zerlegt. Durch Beobachtungen während des Brandes ist lediglich festgestellt, daß die Dehnungsfuge in den oberen Stockwerken erheblich klaffte. Man nimmt an, daß in dem Kellergeschoß, wo der Brand zuerst und am heftigsten wütete, die Dehnungsfuge infolge der Ausdehnung der Deckenbalken sich geschlossen hat. Nach weiterer Erhitzung und Ausdehnung schob sich dann das Gebäude unten auseinander, während oben infolge der geringeren und wegen der späteren Erhitzung nicht so tief eindringenden Hitze die Ausdehnung geringer war. Vermehrt, was bisher noch nicht beachtet wurde, mußte diese Wirkung der Ausdehnung im Keller werden, wenn sich die Träger, wie bei allen Versuchen, infolge der einseitig stärkeren Hitze nach dem Feuer, also nach unten zu krümmten. Starke Absprengungen sollen, übereinstimmend mit dieser Annahme, sich an den Unterschichten der Balken des Kellergeschosses neben der Dehnungsfuge gebildet haben. Im übrigen liegt leider eine genaue Beschreibung des Zustandes des Gebäudes nach dem Brande nicht vor. Aus den Beschreibungen geht nur noch hervor, daß an den Säulen erhebliche Absprengungen eingetreten sind, was wiederum mit den früheren Ausführungen über Beanspruchung dieser Bauteile übereinstimmt.

Auch bei zwei Brandfällen, die Prof. Henne in Heft X des laufenden Jahrganges von Beton und Eisen beschreibt, lassen sich die Zerstörungserscheinungen in der zu Anfang besprochenen Weise erklären. In dem einen Fall stürzte die unbelastete, oberhalb des Brandherdes liegende Decke ein; es handelte sich um eine sehr schwach ausgeführte Pilzdecke. Die äußere Säulenreihe erhielt sowohl infolge der Last der Decke als auch infolge der vermutlich eingetretenen Durchbiegung derselben im Feuer ein Biegungsmoment nach der einen, infolge der einseitigen Erhitzung der Säulen selbst ein Biegungsmoment nach der anderen Seite; infolge dieser ungünstigen Beanspruchung sind die Säulen jede an zwei Stellen gebrochen, und es ist alsdann die Decke weiter eingestürzt. In dem anderen Falle stieg die Hitze sehr rasch zu einer ganz ungewöhnlichen Höhe, so daß die Säule durch innere Temperaturspannungen zerstört wurden, wie Prof. Henne ähnlich den obigen Ausführungen nachweist.

Die vorstehenden Ausführungen sind nicht in allen Punkten neu; am wenigsten beachtet war wohl bislang die Bedeutung und die zu erwartenden Folgen der einseitigen Erhitzung von nichtmetallischen Bauteilen. Es muß gefolgert werden, daß Ausdehnungserscheinungen oder, soweit diese durch die bauliche Anordnung verhindert werden, beachtliche Spannungen an nichtmetallischen Bauteilen bei Bränden und Brandversuchen auftreten können. Diese Erscheinungen werden allerdings nur in sehr seltenen Fällen zu gefahrdrohenden Zerstörungen führen. Trotzdem ist die weitere Untersuchung dieser Frage durchaus nicht nur von theoretischer Bedeutung, sondern notwendig für die Praxis, um sich vor unliebsamen Überraschungen zu schützen, wie sie in Einzelfällen, z. B. bei dem Versuchshaus 4, eingetreten sind. Man wird zu prüfen haben, ob die hier aufgestellte Erklärung dieser Erscheinungen zutrifft und bei welchen Baustoffen ähnliche Erscheinungen demnach möglicherweise auftreten könnten, um solche bei Bauausführungen zu vermeiden. Endlich aber wird zu prüfen sein, inwieweit diesen Ausdehnungs- und Spannungserscheinungen konstruktiv zu begegnen ist. So muß es gelingen, nicht nur gefährliche Erscheinungen mit Sicherheit zu verhindern, sondern vielleicht auch zu Bauweisen zu gelangen, welche in noch größerem Umfange als bislang auch nach schweren Bränden wieder verwendbar bleiben. Dies wäre von umso größerer Bedeutung, als umfangreiche Bauwerke, welche heftige Brände erwarten lassen und für die außerdem natürlich Ausdehnungs- und Spannungserscheinungen besonders gefährlich sind, wie z. B. große Fabriken und Hochhäuser, in Zukunft vermutlich häufiger ausgeführt werden.

# LICHTBOGENSCHWEISSUNG VON WALZEISEN.

Aus „The Iron Age" vom 25. Mai 1922.

*Berichtet von Ingenieur A. Dürbeck, Berlin-Pankow.*

Die in den letzten Jahren sich weiter ausbreitende Verwendung der elektrischen Lichtbogenschweißung von Flußeisen, auch für Konstruktionszwecke, hat sowohl in Deutschlanz als auch in den Vereinigten Staaten von Nordamerika und in England zu einer Reihe von Versuchen geführt, von denen die durch E. S. Humphrys an dem Union College der Universität Schenectady N. Y. durchgeführten hier näher beschrieben werden sollen.

Veranlassung dazu gab der Entwurf eines Gebäudes von etwa 12,2 × 12,2 × 19,2 m Abmessung, wobei die durch Schweißung oder Nietung der Eisenkonstruktion entstehenden Kosten sich bei der ersten Verbindungsart niedriger stellten. Bei dem Vergleich der Kosten beider Verbindungen war folgendes zu berücksichtigen: der Zeitaufwand im Konstruktionsbüro und damit die Bürounkosten waren in beiden Fällen nahezu gleiche, da in dem einen Fall die Niete und Anschlußbleche, im anderen Falle die Schweißnaht berechnet und gezeichnet werden müssen, eher ist hier die Konstruktionsarbeit für die Schweißnaht billiger. Große Ersparnisse an Zeit treten beim Schweißverfahren jedoch in der Werkstatt auf, da das Stanzen, Aufreiben bezw. Bohren von wenigstens 2 Löchern für jedes Niet hierbei fast gänzlich entfällt.

In dem Vergleichsfalle betrug das Gewicht der Eisenkonstruktion etwa 17,8 t. Die genietete Konstruktion würde jedoch 3—8 vH schwerer ausfallen und somit auch entsprechend teurer. Die Schweißkosten betrugen bei:

| | |
|---|---|
| 165 Schweißstunden je 55 cent im Mittel . . . . | $ 90,75 |
| 68 kg Schweißdraht zu 22 cent . . . . . . . . . . | $ 15,00 |
| | $ 105,75 |

Die Nietkosten hingegen wurden geschätzt bei:

| | |
|---|---|
| 78 Nietstunden je zu 2,25 für 1 Kolonne . . . . . | $ 175,00 |
| 1800 Niete zu je 1.235 cent . . . . . . . . . . . | $ 22,25 |
| | $ 197,25 |

Hierbei ist angenommen, daß eine Nietkolonne von 4 Mann täglich 200 Niete schlägt und $ 2,25 verdient. Es seien dabei für 1800 Niete 4500 Löcher zu bohren. Man ersieht also aus obigen Zahlen, daß ein Schweißer mit einem Helfer in einer gegebenen Zeit mehr leistet als eine Nietkolonne von 4 Mann. Es wurden leider bei der Vergleichsberechnung außer Acht gelassen für das Nieten; die Kosten für Schablonen, Vorzeichnen, Lochen und Aufreiben bzw. Bohren der Löcher, Verlust an Nieten, Verbrauch für Nietfeuer und Preßluft, sowie Prüfung der Nietköpfe, beim Schweißen: die Kosten für den elektrischen Strom in Kilowattstunden und für ein Sandstrahlgebläse zum Reinigen der Verbindungsstellen, also eine Reihe von Anteilen, die bei genauer Berücksichtigung das vorgenannte Kostenverhältnis entschieden ändern werden.

Um die praktische Ausführung in Schweißarbeiten bei den anzustellenden Versuchen besser beurteilen zu können, nahm Humphrys selbst an einem Kursus der General Electric Co. in Schenectady teil. Seine Versuche stellte er auf einer 100 t-Zerreißmaschine des Union College an. Der Schweißer hatte eine 10-monatige Praxis hinter sich, so daß seine Arbeiten als Durchschnittsarbeiten und nicht außergewöhnliche Leistungen gelten können, da gerade durch eine jahrelange Fertigkeit im Schweißen bedeutend bessere Fertigkeitsergebnisse zu erzielen sind. Die Versuchsstücke waren gewöhnliches Handelseisen, dessen Oberfläche nur an den Schweißstellen mit einer Drahtbürste gereinigt wurde. Besser wäre jedoch eine Reinigung mittels Sandstrahlgebläses gewesen. Der Schweißdraht war von gewöhnlicher Handelsgüte, jedoch nach seiner Analyse: Gehalt an Kohlenstoff, Schwefel, Phosphor gering, Mangan hoch, Silicium Spuren: sehr gut zum Schweißen geeignet. Über die Verwendung von Schweißpulver ist in den Versuchen nichts gesagt.

Die Versuche waren in 2 Gruppen eingeteilt.

1. Sechs Vorversuche, um die ungefähre Festigkeit der verschiedenen Schweißarten zu bestimmen und danach die Verbindungen entsprechend der Festigkeit der Versuchsstücke entwerfen zu können.
2. Fünf Hauptversuche, bei denen die Länge der Kehlschweißung die gleiche war, jedoch der Querschnitt der Kehle und entsprechend der Querschnitt der Platte sich änderte. Die erste Versuchsreihe bestand aus 2 Unterabteilungen, bei denen

a) 2 Flacheisen und 2 Winkeleisen bzw. 2 Flacheisen und 1 Winkeleisen,
b) 4 Flacheisen entsprechend den folgenden Abbildungen die Verbindungsstücke bildeten.

## I. Versuchsreihe.

Das Probestück der Abbildung 1 bestand aus einem Winkeleisen etwa 89 × 89 × 95 mm; 610 mm lg., das auf 2 Flacheisen 114 × 15,9 mm überlappt mittels 228 mm langen Kehlen

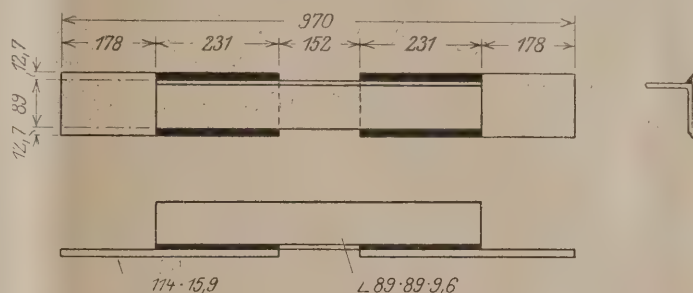



**Abb. 1.** Winkeleisen gegen Abscheren überlappt auf Flacheisen geschweißt.



**Abb. 1 a.** Zerbrochenes Versuchsstück der Abb. 1.

aufgeschweißt war. (Die Schweißflächen sind in der Abbildung vollkommen schwarz ausgezogen.) Bei einer Belastung von ∾40 500 kg zerriß das Winkeleisen etwa senkrecht zur Kraftrichtung, wobei sich der Stab infolge des exzentrischen Kraftangriffes ausbog, ohne daß die Schweißnaht, von einigen kleinen Rissen abgesehen, verletzt worden war (Siehe Abb. 1a).

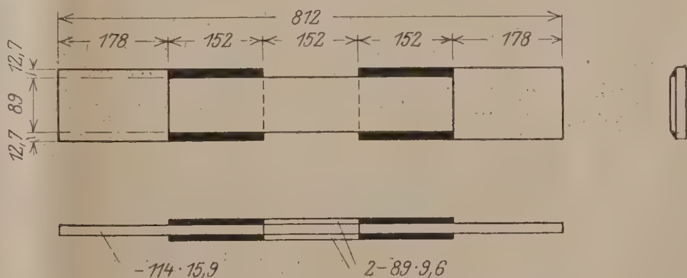



**Abb. 2.** Zwei Decklaschen auf Flacheisen geschweißt.

In der Abb. 2 ist die Verbindung zweier Flacheisen 114 × 15,9 durch 2 Flacheisen 89 × 9,5 mm mittels Kehlschweißung dargestellt, wodurch Biegungsbeanspruchungen

ausgeschlossen sind. Bei einer Belastung von 71 800 kg oder 4250 kg/cm² zerrissen die Decklaschen, während die Schweißnähte hielten.

Bei der Versuchsanordnung nach Abb. 3 waren 2 Winkeleisen 63,5×76×6,35 an je 8 Stellen, wie angegeben, auf Flacheisen 114×15,9 mm aufgeschweißt. Infolge der hierbei noch vorhandenen Biegungsmomente brach hier die Schweißung bei einer Belastung von etwa 52 000 kg, so daß eine Berechnung der Festigkeit der Naht pro Längeneinheit keine richtigen Ergebnisse zeigen würde. Die Bruchstücke dieses Versuches sind in der Abb. 3a unten des vorhergehenden Versuches oben ersichtlich.

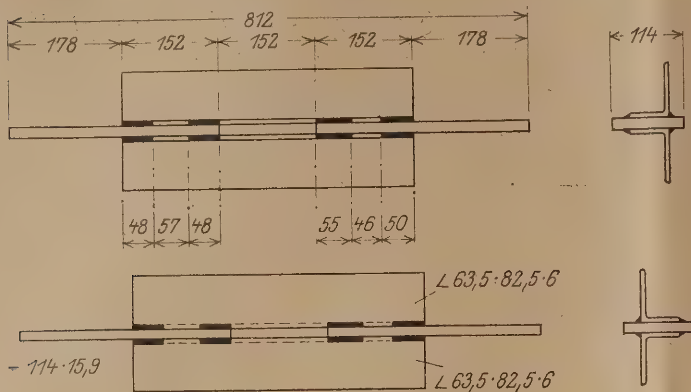



Abb. 3. Zwei Winkeleisen auf Flacheisen geschweißt.

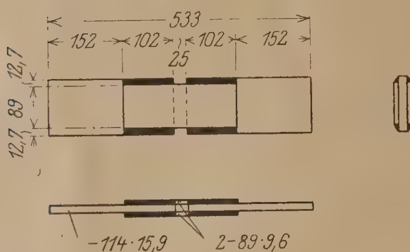



Abb. 4. Zwei Decklaschen auf Flacheisen geschweißt.

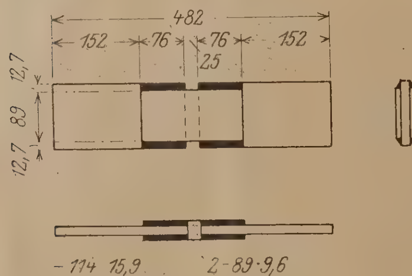



Abb. 5. Zwei Decklaschen auf Flacheisen geschweißt.

Der nächste Versuch Nr. 4 war eine Wiederholung des Versuches Nr. 2, nur war die Schweißnaht jetzt 102 mm lang gegen früher 152 mm. Bei 67 800 kg Belastung wurden die aneinandergeschweißten Flächen abgeschert. Da bei dieser Anordnung der Einfluß der Biegungsmomente sehr gering war, können die erreichten Festigkeiten pro Längen- bzw. Flächeneinheit der Schweißung als grundlegend angesehen werden. Beim Versuch Nr. 5 betrug die Schweißlänge nur 76,2 mm und ergab eine Bruchfestigkeit von 1730 kg/cm gegen 1670 kg/cm bei Versuch 4.

Während bei den Versuchen der ersten Reihe die Schweißung in einem Guß die Kehle zwischen den beiden zu verbindenden Platten ausfüllte, wurde bei den folgenden Versuchen erst die Ecke zugeschweißt und dann erst der volle dreieckige Querschnitt hergestellt, wie aus Abb. 5a ersichtlich ist.

Der Versuch Nr. 7 dieser Art hatte als Grundlage die Abmessungen nach Abb. 5, nur betrug die Schweißlänge etwa 25,4 mm, d. h. ein Drittel. Trotzdem ergab sich mehr als ein Drittel der Festigkeit, nämlich 20 650 kg Bruchlast, d. h. 2030 kg/cm der Schweißnaht, wahrscheinlich infolge etwas größeren Querschnitts der Schweiße. Es ist aus den Versuchsangaben zu entnehmen, daß die beim Schweißen entstandene Wulst nicht abgeschliffen wurde, so daß dadurch Unterschiede in der Querschnittsberechnung und in den Beanspruchungen entstehen mußten.



Abb. 3a. Zerbrochenes Versuchsstück des Versuches 2 (oben), 3 (unten).

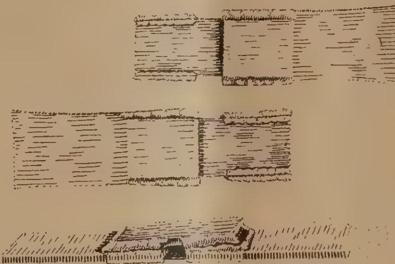


Abb. 4a. Zerbrochenes Versuchsstück der Abb. 4.

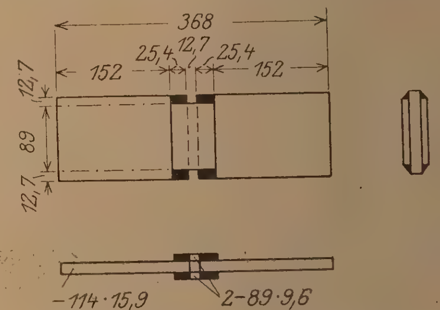



Abb. 6. Kurze Schweißung zweier Laschen.

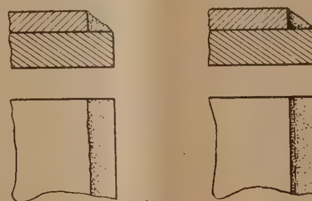


Abb. 5a. Kehlschweiße in einem Guß. Kehlschweiße in 2 Absätzen.

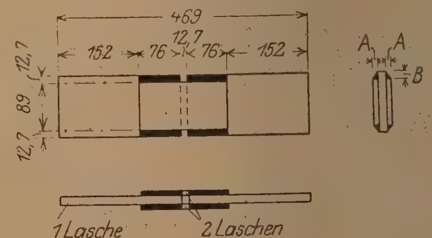



Abb. 7. Probestück für Versuch 6, 8 bis 11. Offene Maße nach Tabelle I.

### II. Versuchsreihe.

Bei den 5 Versuchen dieser Reihe waren nach Abb. 7 die Längsabmessungen der Versuchsstücke die gleichen, nur änderte sich die Stärke der Platten und damit der Querschnitt der Schweißnaht gemäß Tabelle I. Geprüft wurden jedesmal 4 Stücke, so daß insgesamt 20 Ergebnisse vorlagen, die unter gleichen Bedingungen entstanden. Zur Verwendung kam dabei Flußeisen in Handelsgüte, Schweißdraht 4 mm ⌀ Strom-Spannung 20 Volt. Aus der Tabelle II ist besonders

Tabelle I (zu Abb. 7)
Abmessungen der Versuchsstücke in mm.

| Nummer des Versuches | Kehlmasse in mm A | Kehlmasse in mm B | Platten- Anzahl | Platten- Größe |
|---|---|---|---|---|
| 8 | 12,7 | 12,7 | 2<br>2 | 102 × 19<br>76,2 × 12,7 |
| 6 | 9,5 | 12,7 | 2<br>2 | 114 × 15,9<br>89 × 9,5 |
| 9 | 9,5 | 9,5 | 2<br>2 | 108 × 15,9<br>89 × 9,5 |
| 10 | 6,35 | 9,5 | 2<br>2 | 108 × 15,9<br>89 × 6,35 |
| 11 | 6,35 | 6,35 | 2<br>2 | 102 × 15,9<br>89 × 6,35 |

Tabelle II.
Schweißgrundlagen.

| Nummer des Versuches | Spannung Volt | Schweißdraht Größe mm | Schweißdraht Menge kg | Stromstärke Amp. | Schweiß- Zeit insgesamt Min. | Schweiß- Geschwindigkeit an je Min. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 20 | 4 | 0,63 | 175 | 33,00 | 1,85 |
| 6 | 20 | 4 | 0,437 | 175 | 19,87 | 3,10 |
| 9 | 20 | 4 | 0,349 | 150 | 22,75 | 2,69 |
| 10 | 20 | 4 | 0,250 | 150 | 14,25 | 4,28 |
| 11 | 20 | 4 | 0,149 | 150 | 9,00 | 6,77 |

die bei den verschiedenen Versuchen verbrauchte Menge an Schweißdraht und die Schweißgeschwindigkeit, welche der Menge durchaus nicht umgekehrt proportional ist, zu erkennen.

Die Güte der Schweißung war ferner dadurch gekennzeichnet, daß die größte Abweichung der Bruchfestigkeit in einer Versuchsreihe von der mittleren Bruchfestigkeit nur 2,2 vH betrug, mit Ausnahme bei Versuch 8 mit dem größten Kehl-Querschnitt, wo die Abweichung 5,8 vH betrug. Wahrscheinlich haben geringe Unebenheiten der Kehlschweißung, die nicht abgeschliffen sind, hier Einfluß gehabt (siehe Tabelle III).

Tabelle III.
Erzielte Bruchlasten.

| Versuchs-Nr. | Bruchlast in kg Mittelwerte des Versuchs | Größte Abweichung in der mittleren Bruchlast in vH |
|---|---|---|
| 8 | 64 600 | — 5,79 |
| 6 | 59 500 | — 1,22 |
| 9 | 54 500 | — 2,20 |
| 10 | 43 050 | — 1,73 |
| 11 | 40 600 | — 1,88 |

Beim Vergleich der Schweißverbindungen mit den Nietverbindungen muß man zunächst feststellen, daß bei den in Betracht kommenden Versuchsstücken der 2. Reihe der Plattenstärke entsprechend nur 1 Niet von 22 mm ∅ für eine Seite geschlagen werden kann, während die Bruchlast bis 3 Stück Niete erfordert.

Zur Aufstellung der Tabelle IV wurde weiches gewöhnliches Flußeisen von 4230 kg/cm² Zugfestigkeit, eine Scherfestigkeit der Niete von 3150 kg/cm², eine Lochlaibungsfestigkeit der Niete von 6300 kg/cm² zugrunde gelegt. Aus der Tabelle V ist zu entnehmen, daß die Scherfestigkeit pro Flächeneinheit größer ist bei kleinen Schweißflächen als bei großen Flächen, eine Erscheinung, die auch bei Nieten auftritt. Die Festigkeit der Schweißung bei Versuch 11 erreicht hierbei mit 95,4 vH nahezu die Festigkeit des vollen Bleches.

Tabelle IV.
Vergleichsfestigkeiten.

| Nr. | Berechnungs-Bruchlast der Platten in kg (Zug) | Bruchbelastung eines 7/8″-Nietes in kg auf 2 Flächen Abscherung | Bruchbelastung eines 7/8″-Nietes in kg auf Lochlaibung | Schweißbruchlast |
|---|---|---|---|---|
| 8 | 81 550<br>81 550 | 24 500 | 26 600<br>35 700 | 64 600 |
| 6 | 76 550<br>71 500 | 24 500 | 22 300<br>26 800 | 59 500 |
| 9 | 72 350<br>71 500 | 24 500 | 22 300<br>26 800 | 54 500 |
| 10 | 72 350<br>47 550 | 24 500 | 22 300<br>17 850 | 43 650 |
| 11 | 68 000<br>47 550 | 24 500 | 22 300<br>17 850 | 40 600 |

Tabelle V.
Scherkräfte

| Nr. | Berechnete Fläche und Festigkeit cm² | Berechnete Fläche und Festigkeit kg | Bruchschweißfestigkeit in kg | Festigkeitsverhältnisse in vH | Tatsächliche Schweißfestigkeit in kg/qcm |
|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 27,3 | 86 200 | 64 600 | 74,8 | 2365 |
| 6 | 23,2 | 73 500 | 59 500 | 80,9 | 2560 |
| 9 | 20,5 | 65 000 | 54 500 | 83,8 | 2650 |
| 10 | 16,1 | 51 000 | 43 650 | 85,8 | 2710 |
| 11 | 13,5 | 42 600 | 40 600 | 95,4 | 3020 |

Zur Berechnung der Länge der Schweißnaht dient die Gleichung

$$L = \frac{F \cdot Kz}{S}$$

Dabei ist F der Querschnitt der anzuschließenden Platte im cm²,

Kz die Zerreißfestigkeit in kg/cm²,

S die Bruchfestigkeit der Schweißnaht in kg/cm, die aus der Tabelle VI hervorgeht,

L die gesamte Länge der Schweißnaht in cm.

Tabelle VI.
Kostenberechnung.

| Versuchs-Nr. | Kehlgröße in cm | Belastung je lfd. cm | Gesamte Schweißzeit | Gesamte Schweißlöhne cent | Kosten für 1000 kg/cm in cent |
|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 1,27 × 1,27 | 2120 | 33,06 | 33,00 | 1,56 |
| 6 | 1,27 × 0,95 | 1950 | 19,87 | 19,87 | 1,02 |
| 9 | 0,95 × 0,95 | 1785 | 27,75 | 22,75 | 1,27 |
| 10 | 0,95 × 0,635 | 1433 | 14,25 | 14,25 | 0,99 |
| 11 | 0,635 × 0,635 | 1332 | 9,00 | 9,00 | 0,675 |

In der letzten Tabelle ist noch die zum Schweißen aufgewandte Zeit und damit die Kosten bemerkenswert, wobei im Versuch 9 entschieden ein Zeitfehler vorliegen muß. Beim Aufstellen der Kosten wurde der Einfachheit halber mit einem Schweißerlohn von 60 cent für die Stunde gerechnet.

S. Humphrys ist sich klar, daß die geringe Anzahl seiner Versuche nur einen kleinen Ausschnitt aus der Reihe der notwendigen darstellen, da sie nur die Scherfestigkeit überlappt geschweißter Flankenverbindungen betreffen. Notwendigerweise müßten sich Zerreißversuche bei Stumpfschweißungen bzw. X- oder V-förmige Verbindung der Stoßflächen und überlappter Kehlschweißung senkrecht zur Kraftrichtung anschließen, ferner müßte die Festigkeit der Schweißnähte auf Druck, Verdrehen, Biegung und zusammengesetzte Festigkeit auch bei wechselnder Belastung untersucht werden. Es muß ferner noch die zu einer gegebenen Blechstärke der Stoßlaschen erforderliche günstigste Stromstärke geprüft werden, wie es bei den deutschen Versuchen von Dr.-Ing. Nesse, Oberhausen (Stahl und Eisen, Heft 26, Jahrg. 1922) für einige Blechstärken bereits geschehen ist. Vollends fehlen in den amerikanischen Versuchen die metallographischen Kleingefügebilder, die erst eine innige und chemisch richtige Verbindung des Eisens an der Schweißstelle erkennen lassen.

Da die elektrische Schweißung im Eisen-, Behälter- und Schiffsbau wohl berufen ist, grundlegende Änderungen in der Bearbeitung in der Werkstatt und auf der Baustelle und im Versand mit Rücksicht auf die immer mehr erforderliche Ersparnis an Material und Arbeit hervorzurufen, sind weitere Untersuchungen unerläßlich, denen die behördliche Anerkennung folgen müßte.

Inzwischen sind bereits in England und Amerika verschweißte eiserne Dachkonstruktionen aufgestellt worden, denen die deutschen Ausführungen hoffentlich bald folgen werden.

---

# BEITRAG ZUR BERECHNUNG VON SILOTRICHTERN IN EISENBETON.

*Von Dr.-Ing. Thomsen, Biebrich a. Rhein.*

*Übersicht:* Von dem geometrischen Gebilde einer Pyramide ausgehend, werden die verschiedenen Kräftewirkungen an einem Silotrichter in Eisenbeton untersucht, wie sie sich je nach der konstruktiven Ausbildung des Trichters ergeben.

Es wird ein Trichter von rechteckigem symmetrischen Grundriß mit senkrecht anschließenden Silowänden, gestützt auf 4 Eckstützen, vorausgesetzt (s. Abb. 1); h sei die Füllhöhe,

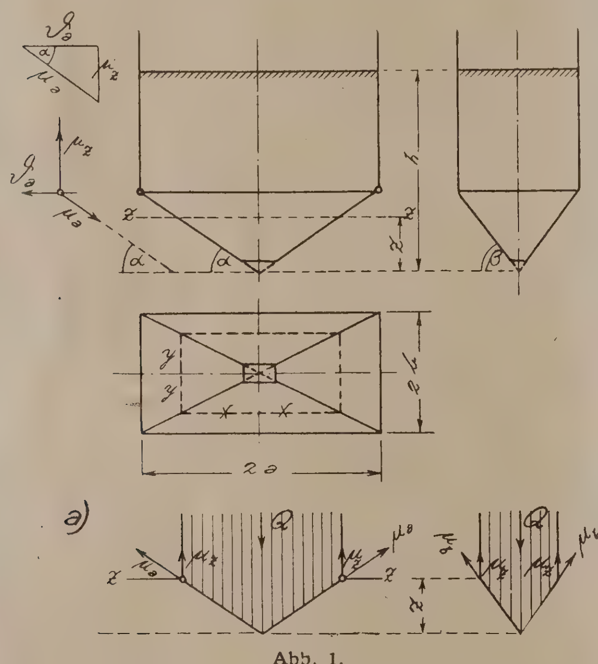


Abb. 1.

gemessen bis zur theoretischen Spitze des Trichters. Das Silo sei so großräumig, daß von dem auf dem Trichterboden wirkenden Gewicht des Füllguts kein Abzug durch Übertragung des Gewichts auf die Wände infolge Wandreibung gemacht werden braucht.

## I.

Zunächst sei nicht an die spezielle Ausführung in Eisenbeton gedacht, sondern an das geometrische Gebilde einer hängenden Pyramide, deren Seiten in jedem Punkt an den senkrechten Wänden hängen. An diesem System werden die Kraftwirkungen 1. durch Füllgutbelastung, 2. durch Eigengewicht der Pyramidenseiten festgestellt.

### 1. Kräftewirkung infolge Füllgutbelastung.

a) Führt man durch den Trichter einen wagerechten Schnitt in beliebiger Entfernung z von der Trichterspitze, so erfordert das Gleichgewicht aller inneren und äußeren Kräfte an der abgeschnittenen Trichterpyramide in bezug auf die senkrechte Richtung (Abb. 1a):

$$Q = \sum \mu_z \cdot u_z \quad \quad (1$$

wo Q das Gewicht des Füllgutes bedeutet, das auf dem abgeschnittenen unteren Teil des Trichters lastet, $\mu_z$ die senkrechte Komponente der Meridiansspannkraft in der Schnittlinie z auf die Längeneinheit des Umfanges, $u_z$ der Umfang der Schnittlinie.

Es ist nicht ohne weiteres klar, wie sich Q auf die Umrißlinie des Schnittes z verteilt. Die oft gemachte Annahme, daß sich Q gemäß der Dreiecksaufteilung der Grundfläche auf die Seiten verteilt, d. h. auf jede Seite immer $\frac{Q}{4}$, erscheint im Widerspruch mit der Überlegung, daß die Langseiten im ganzen doch wohl mehr Last als die Schmalseiten erhalten werden, was bei übertrieben gezeichneter Abweichung der beiden Seiten eines Rechtecks nach Abb. 2 ohne weiteres einleuchtet.

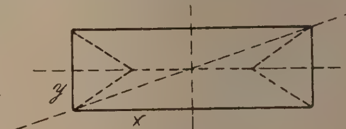


Abb. 2.

Legt man eine Diagonale durch Rechteck Abb. 2, so sieht man, daß zwei benachbarte Seiten unter allen Umständen die Hälfte der Auflast Q übernehmen müssen. Nimmt man an, daß die Lastverteilung auf beiden anschließenden Seiten gleichmäßig erfolgt, so bedeutet das, daß der Anteil auf die Seite 2 x ist

$$Q_x = \frac{x}{x+y} \cdot \frac{Q}{2}$$

und auf die Seite 2 y:

$$Q_y = \frac{y}{x+y} \cdot \frac{Q}{2}.$$

$Q_y$ bedeckt hiernach eine Dreieckfläche von der Basis 2 y und der Höhe $\frac{2xv}{x+y}$.

Die Höhe $\frac{2xy}{x+y}$ wächst bei $\frac{x}{y} = 1$ bis bei $\frac{x}{y} = \infty$ von y bis 2 y

also innerhalb nur enger Grenzen.

Das ergibt für Abb. 2 eine Belastungsverteilung etwa nach den gestrichelten Linien. Diese Lastverteilung ist einleuchtend und soll weiter beibehalten werden.

Damit wird $\mu_z$ = konstant auf dem Umfang bleibend. Für die Schnittlinie 2 y ergibt sich hiermit:

$$\frac{Q\,y}{2\,(x+y)} = 2\,y\,\mu_z \text{ und } \mu_z = \mu_a \sin\alpha,$$

worin $\mu_a$ die Zugspannung pro m Umfang in Richtung α der Trichterflächen ist (üblich mit Meridianspannung bezeichnet.) Dann ist

$$\mu_a = \frac{Q}{4\,(x+y)\sin\alpha} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(2a}$$

und entsprechend für die β-Neigung

$$\mu_b = \frac{Q}{4\,(x+y)\sin\beta} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(2b}$$

Q durch die Trichterabmessungen ausgedrückt = $4\,x\,y\left(h-\frac{2}{3}z\right)\gamma$ und x und y durch $\frac{x}{\operatorname{tg}\alpha}$ bzw. $\frac{y}{\operatorname{tg}\beta}$ ergibt:

$$\mu_a = \frac{\gamma\left(h-\frac{2}{3}z\right)z}{(\operatorname{tg}\alpha+\operatorname{tg}\beta)\sin\alpha} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(3a}$$

$$\mu_b = \frac{\gamma\left(h-\frac{2}{3}z\right)z}{(\operatorname{tg}\alpha+\operatorname{tg}\beta)\sin\beta} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(3b}$$

$$\mu_z = \frac{\gamma\left(h-\frac{2}{3}z\right)z}{\operatorname{tg}\alpha+\operatorname{tg}\beta} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(3c}$$

für quadratischen Grundriß und α = β = 45 ist

$$\mu_a = \mu_b = \frac{1}{\sqrt{2}}\left(h-\frac{2}{3}z\right)z$$

Untersucht man die Stelle, wo $\mu_a$ bzw. $\mu_b$ ein Maximum werden, so erhält man

$$z = {}^3/_4\,h \quad \ldots\ldots\ldots \text{(4}$$

Wenn also der Trichter so gebaut ist, daß der Schnitt z = ¾ h noch innerhalb des Trichters fällt, so ist an dieser Stelle ein Maximum, im anderen Falle wird $\mu_{max}$ am oberen Rande des Trichters auftreten. Das letztere wird die Regel sein.

Am Rande des Trichters ist $\mu_z$ gleichzeitig die in die Silowände überzuleitende Zugkraft, nämlich:

$$\mu_z = \frac{Q}{4\,(a+b)} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(5}$$

Denkt man sich an dieser Stelle einen Rundschnitt gelegt (Abb. 1), so erfordert das Gleichgewicht der abgeschnittenen inneren Kräfte eine Horizontalkraft:

$$\vartheta_a = \frac{\mu_z}{\operatorname{tg}\alpha} \text{ bzw. } \vartheta_b = \frac{\mu_z}{\operatorname{tg}\beta}$$

oder

$$\vartheta_a = \frac{Q}{4\,(a+b)\operatorname{tg}\alpha};\quad \vartheta_b = \frac{Q}{4\,(a+b)\operatorname{tg}\beta} \quad \text{(6a u. b}$$

b) Legt man 2 horizontale Schnitte in der Entfernung d z voneinander (Abb. 3) und betrachtet das dadurch herausgeschnittene Stück bes Trichters, so greift infolge der Füllungskraft am unteren Schnitt die Meridiankraft $\mu_a$ bzw. $\mu_b$, am oberen Schnitt $\mu_a + d\,\mu_a$ bzw. $\mu_b + d\,\mu_b$ an.

Außerdem wirkt auf das Stück d z der seitliche Füllungsdruck $\zeta\,(h-z)\,d\,z$, wo $\zeta = \gamma\operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varrho}{2}\right)$ mit φ als Böschungswinkel des Füllgutes.

Stellt man sich vor, wie diese Kräfte im ganzen Ring herum wirken (s. Abb. 3), so erfordert des Gleichgewicht der

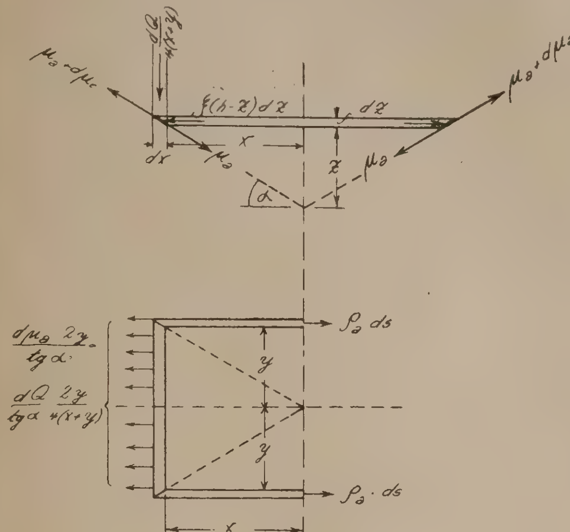


Abb. 3.

Kräfte im horizontalen Sinne für einen Symmetrieschnitt mit $\varrho_a$ bzw. $\varrho_b$ als Ringspannung:

$$\frac{d\,Q}{\operatorname{tg}\alpha}\cdot\frac{y}{4\,(x+y)} + \zeta\,(h-z)\,d\,z\cdot y = \varrho_a\frac{d\,z}{\sin\beta}.$$

Mit $Q = 4\,x\,y\,(h - {}^2/_3\,z)\,\gamma$ ist

$$d\,Q = \frac{8\,z\,(h-z)\,\gamma}{\operatorname{tg}\alpha\operatorname{tg}\beta};$$

ferner ist

$$\frac{y}{2\,(x+y)} = \frac{\operatorname{tg}\alpha}{4\,(\operatorname{tg}\alpha+\operatorname{tg}\beta)}.$$

Dieses eingesetzt in vorige Gleichung ergibt:

$$\varrho_a = z\,(h-z)\cos\beta\left(\frac{2\,\gamma}{(\operatorname{tg}\alpha+\operatorname{tg}\beta)\operatorname{tg}\alpha}+\zeta\right) \quad \ldots \text{(7}$$

und entsprechend $\varrho_b$.

Für quadratischen Trichter mit α = β = 45° wird:

$$\varrho = \varrho_a = \varrho_b = \frac{1}{\sqrt{2}}\,z\,(h-z)\,(\gamma+\zeta) \quad \ldots\ldots \text{(7a}$$

Will man $\varrho_{a_{max}}$ erforschen, so hat man aus Gl. (7) zu bilden $\frac{d\,\varrho_a}{d\,z} = 0$, das ergibt:

$$z = \frac{h}{2} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(8}$$

für $\varrho_{a_{max}}$. Fällt dieser Wert für z nicht mehr in den Trichter, so ist $\varrho_a$ am Trichterrande am größten.

2. Kraftwirkung infolge Eigengewicht.

a) Zur Bestimmung der Meridianspannung stellt man wieder das Gleichgewicht der wirkenden Kräfte an der durch den horizontalen Schnitt in Höhe z abgeschnittenen Trichterpyramide in bezug auf die senkrechte Richtung dar. Es ist wieder:

$$Q = \sum \mu_z\,u_z,$$

wo Q hier das Eigengewicht des unteren abgeschnittenen Trichters ist.

Hier wird man annehmen können, daß jede Trichterseite das Gewicht der an ihr hängenden Trichterfläche übernimmt, also:

$$\mu_a = \frac{Q_y}{2\,y \sin\alpha}; \quad \mu_{z_y} = \frac{Q_y}{2\,y} \quad \ldots \quad \text{(9a u. b}$$

und entsprechend $\mu_a$ und $\mu_{zx}$. Versteht man unter g das Eigengewicht der Trichterflächen auf die Flächeneinheit und unter $F_y$ bzw. $F_x$ die zu den Seiten 2 y bzw. 2 x gehörigen Trichterflächen unter Schnitt z, so ist $Q_y = g\,F_y$.

Am Rande des Trichters tritt wie bei 1a die senkrechte Kraft

$$\mu_{z_b} = \frac{Q_b}{2\,b} \quad \ldots \quad \text{(10}$$

und entsprechend $\mu_a$ auf und die wagerechte Kraft

$$\vartheta_a = \frac{\mu_{z_b}}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{g\,F_b}{2\,b \operatorname{tg}\alpha} \quad \ldots \quad \text{(11}$$

und entsprechend $\vartheta_e$.

b) Die Ringspannung findet man, indem man das Gleichgewicht an einen durch 2 wagerechte Schnitte gebildeten Trichterausschnitt im wagerechten Sinne aufstellt, ähnlich wie bei 1 und Abb. 3,

$$\frac{d\,Q_y}{\operatorname{tg}\alpha} \cdot \frac{1}{2} = \varrho_a \frac{d\,z}{\sin\beta}.$$

Mit $Q_y = g\,F_y = g\,y\sqrt{x^2+z^2}$ wird

$$d\,Q = \frac{2\,g\,z}{\operatorname{tg}\beta \sin\alpha}$$

und

$$\varrho_a = g \cdot \frac{\cos\beta}{\sin\alpha \operatorname{tg}\alpha} \cdot z \quad \ldots \quad \text{(11a}$$

und entsprechend $\varrho_b$.

Für quadratischen Trichter und $\alpha = \beta = 45°$ wird

$$\varrho = \varrho_a = \varrho_b = g\,z \quad \ldots \quad \text{(11b}$$

## II.

Bisher ist die Biegungsspannung, die offenbar in den Trichterflächen infolge der Füllgutbelastung und ihres Eigengewichtes auftritt, nicht berücksichtigt worden. Um diese zu beurteilen, ist es notwendig, sich vorerst die konstruktive Ausbildung des Trichters, wie sie in Eisenbeton möglich ist, klar zu machen.

Die Trichterflächen sind im Sinne des Eisenbetonbaues Platten, durch Normaldruck belastet. Die Auflagerlinien für die Platten sind die Grate, an denen sie zusammenstoßen und die Bruchkanten an den Silowänden. Die Platten erhalten nun nicht nur Normalkraft, sondern auch Tangentialkraft infolge der Belastung durch die Füllung und ihr Eigengewicht, die die Platten in ihrer Ebene nach unten ziehen will. Beide Kräftewirkungen sind einleuchtend und werden weiter unten rechnerisch verfolgt. Hier genügt es, sie umschrieben zu haben.

Hängen nun die Trichterflächen an den Bruchkanten der Silowände, und denkt man sich die Gratkanten aufgeschnitten, so ist es klar, daß an diesen Gratlinien nur wagerechte Kräfte zu wirken brauchen, um die Lage der Trichterflächen zu wahren (Abb. 4), wenn man weiter voraussetzt, daß die Trichterflächen für den Normaldruck so bewehrt sind, daß sie den Normaldruck auf die Gratlinien übertragen, die Trichterflächen also als Eisenbetonplatten zwischen den Gratlinien wagerecht gespannt sind. In diesem Falle hat man das in der Einleitung angenommene System vor sich mit den darin ermittelten Werten für die Meridianspannung und Ringspannung. Die Grate leiten in diesem Falle keine Kräfte in die Auflager, sie sind lediglich Angriffspunkte der Ringspannungen. Die Trichterflächen üben infolge ihrer Aufhängung an den Bruchkanten der Wände an diesen lotrechte und wagerechte Kräfte aus, die auch bereits ermittelt sind. Die Auflagerdrücke dieser wagerechten Kräfte ergeben in den benachbarten Bruchkanten Druckkräfte.

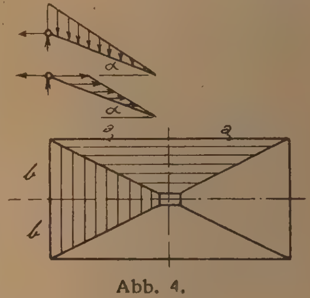


Abb. 4.

Da nun die Trichterflächen hinsichtlich der auf sie wirkenden Tangentialkräfte große Biegungssteifigkeit haben, so kann man diese auch ausnützen und die Überleistung der Tangentialkräfte durch die Grate in die Auflagerpunkte vornehmen. Es fallen dann die wagerechten Biegungskräfte auf die Träger in den Bruchkanten fort. Man hat jetzt ein ganz anderes Grundsystem, nämlich ein räumliches Fachwerk, deren Sparren die Grate der Trichterflächen sind und deren Ringstäbe die Ringbewehrung ist. Die Platte selbst spannt sich wie vor zwischen den Graten in wagerechter Richtung.

Für dieses System ergeben sich folgende Kräftewirkungen:

### 1. Kräftewirkung infolge Füllgutbelastung.

a) Die Gesamtbelastung für einen Grat ist offenbar $\frac{Q}{4}$. Diese zerlegt sich am Auflagerpunkt in eine Kraft D in Richtung des Grates und 2 Kräfte $R_a$ und $R_b$ in Richtung der anschließenden Bruchlinien a und b (s. Abb. 5).

Mit ε als Neigungswinkel der Gratlinie ist

$$\left.\begin{aligned} D &= +\frac{Q}{4} \cdot \frac{1}{\sin\varepsilon} \\ R &= -\frac{Q}{4} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg}\varepsilon} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad \text{(12}$$

Mit $\frac{R_a}{R} = \frac{a}{\sqrt{a^2+b^2}}$ und $\operatorname{tg}\varepsilon = \frac{c}{\sqrt{a^2+b^2}}$ mit c als Trichterhöhe ergibt sich hieraus:

$$R_a = -\frac{Q}{4} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} \quad \ldots \quad \text{(13}$$

und entsprechend $R_b$. Der wagerechte Füllungsdruck $\zeta(h-z)$ wird unmittelbar durch die Ringspannung aufgenommen und kommt nicht als Zugkraft in die Eckstäbe, was mit den Untersuchungen unter I im Einklang ist.

Für einen beliebigen Schnitt z ergibt sich die Sparrenkraft D nach derselben Gleichung, wenn man unter Q die auf dem abgeschnittenen Trichter lastende Füllung versteht und für a, b und c die Schnittlängen x, y, z einsetzt.

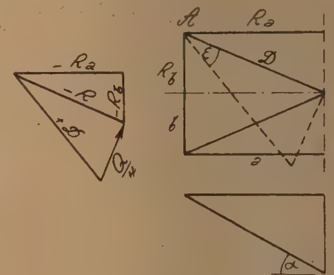


Abb. 5.

b) Für die Ringkraft kommt analog der Untersuchung unter $1_b$ der Zuwachs von R in Frage, also:

$$d\left(\frac{Q}{4 \operatorname{tg}\alpha}\right) + \zeta(h-z)\,y\,d\,z = \varrho_a \frac{d\,z}{\sin\beta}.$$

Mit $\frac{Q}{4} = x\,y\left(h - \frac{2}{3}z\right)\gamma$ und $x = \frac{z}{\operatorname{tg}\alpha}$; $y = \frac{z}{\operatorname{tg}\beta}$ ergibt sich

$$\varrho_a = (h-z)\,z \cos\beta\left(\frac{2\gamma}{\operatorname{tg}^2\alpha} + \zeta\right) \quad \ldots \quad \text{(14}$$

und entsprechend $\varrho_b$.

Für quadratischen Trichter mit $\alpha = \beta = 45^0$ ist

$$\varrho = \varrho_a = \varrho_b = \frac{1}{\sqrt{2}}(h - z)\, z\, (2\gamma + \zeta) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (14a)$$

Die Gl. (14) unterscheidet sich von Gl. (7) deshalb, weil die Lastverteilung von Q damals mit gutem Grunde nach dem Gesetz $\frac{v}{4(x+y)}$ auf die Kante y erfolgte, während sich hier die Lastverteilung nach den Kanten x + y ergibt, und daraus zu ¼ für die Gratlinie. Für quadratische Trichter ist die Lastverteilung für Gl. (7a) $^1/_8$.

Deshalb gibt Gl. (14a) auch den doppelten Wert von $\varrho$ für den Anteil der senkrechten Last. Man erkennt, daß die Ringspannung bei dieser Konstruktion erheblich größer wird, für die senkrechten Lasten bei quadratischen Trichtern und $\alpha = \beta = 45^0$ doppelt so groß als bei der zuerst beschriebenen, was auch einleuchtet, da bei der ersten Konstruktion ein Teil der senkrechten Lasten durch die Aufhängung in der Bruchlinie auf die Auflager übertragen wird, während hier alle senkrechten Lasten durch die Grate zu den Auflagern gehen.

2. Kräftewirkung infolge Eigengewicht.

a) Die Kräfte in den Gratlinien und Bruchlinien sind genau wie vorhin anzuschreiben [Gl. (12)—(13)], wenn unter Q das Gesamteigengewicht verstanden wird.

b) für die Ringkraft lautet der Ansatz:

$$d\left(\frac{Q}{4\,\mathrm{tg}\,\alpha}\right) = \varrho_a \cdot \frac{dz}{\sin\beta}.$$

Unter Fortlassung der einfachen Zwischenrechnung folgt daraus

$$\varrho_a = g\left(\frac{\cos\beta}{\sin\alpha\,\mathrm{tg}\,\alpha} + \frac{1}{\mathrm{tg}^2\,\alpha}\right) z \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15)$$

und entsprechend $\varrho_b$. Für quadratischen Trichter mit $\alpha = \beta = 45^0$ wird

$$\varrho = \varrho_a = \varrho_b = 2\,g\,z \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15a)$$

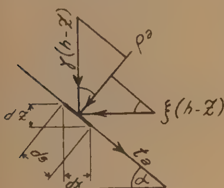


Abb. 6.

also doppelt so groß wie Gl. (11a), was im Einklang steht mit den Erläuterungen unter II 1b.

Der vorhin bereits erläuterte Normaldruck p auf die Einheit der Trichterflächen infolge Füllungsdruck ist nach Abb. 6 sofort anzuschreiben in dem Ansatz

$$p_a\, ds = \gamma (h - z) \cos\alpha \cdot dx + \zeta (h - z) \sin\alpha\, dz,$$

da $\frac{dx}{ds} = \cos\alpha$, $\frac{dz}{ds} = \sin\alpha$ ist, so ist

$$p_a = \gamma (h - z) \cos^2\alpha + \zeta (h - z) \sin^2\alpha \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16)$$

und entsprechend $p_b$. Die Tangentialkraft ist ähnlich nach Abb. 6 entwickelt:

$$t_a = (h - z) \sin\alpha \cos\alpha\, (h - \zeta) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (17)$$

und entsprechend $t_b$. Infolge Eigengewicht g für die Flächeneinheit ist

$$p_a = g \cos\alpha \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (18)$$

und

$$t_a = g \sin\alpha \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (19)$$

III.

Man kann die Trichterflächen zur Aufnahme des Normaldrucks auch als Eisenbetonplatten in der Meridianrichtung bewehren, und zwar wird man dies erwägen, wenn die Spannweiten in dieser Richtung geringer sind als in der Ringrichtung. Dann ändert sich das Bild, das in II entworfen ist, wieder. Hängen die Trichterflächen zunächst an den Bruchkanten der Silowände auf, so genügt es wieder zur Herstellung des Gleichgewichtes, an den aufgeschnitten gedachten Gratlinien wagerechte Kräfte in der Richtung der benachbarten Trichterwand angreifen zu lassen. Durch die Grate werden also keine Kräfte in die Auflager übertragen. Die Bruchkante einerseits und die Grate mit der Trichteröffnungskante andererseits bilden die Auflagerkanten. Bei einigermaßen hoher Schüttung im Silo tritt eine Verteilung der senkrechten Füllungslast etwa nach der Mittellinie in Abb. 7 auf die einzelnen Auflagerlinien ein. Legt man einen senkrechten Doppelschnitt parallel zur Kante a durch den Trichter und bezeichnet mit Δ P die senkrechte Auflagerkraft eines Streifens von der Breite 1 auf den Grat, so ist durch die Kräftezerlegung in Richtung der Trichterfläche und wagerecht die Ringspannung $\varrho_a$ zu ermitteln aus

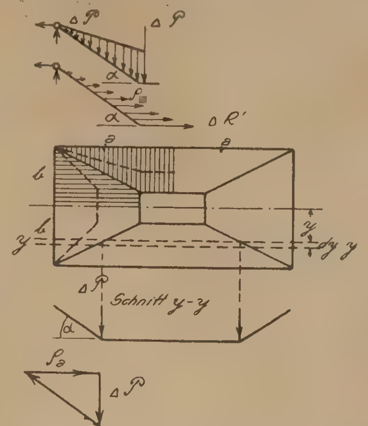


Abb. 7.

$$\frac{\Delta P}{\mathrm{tg}\,\alpha} = \varrho_a\, \Delta s = \varrho_a \cdot \frac{1}{\cos\beta};\quad \varrho_a = \Delta P \frac{\cos\beta}{\mathrm{tg}\,\alpha} \quad . \quad . \quad . \quad (20)$$

An den Trichteröffnungen ist für Δ P der entfallende Auflagerdruck Δ P′ aus dem mittleren Belastungsstreifen zu nehmen. Die Zugkraft R′ in dem Randträger der Trichteröffnung ist also

$$R' = \frac{\Delta P'}{\mathrm{tg}\,\alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (21)$$

Für den seitlichen Füllungsdruck ζ (h — z) ist die Belastungsfläche die gleiche wie in Abb. 7. Mit dem Auflagerdruck Δ T ergibt sich, da Δ T wagerecht wirkt:

$$\Delta T = \varrho_a \frac{1}{\cos\beta};\quad \varrho_a = \Delta T \cdot \cos\beta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (22)$$

Diese Kräfte werden also direkt in ihren Angriffsebenen durch Ringeisen aufgenommen, erreichen mithin auch hier die Auflagerpunkte nicht. An den Bruchkanten hängen nach der Voraussetzung die Trichterflächen. Die auftretenden Kräfte sind daher zunächst die gleichen wie unter I. Daneben tritt hier eine Entlastung durch den wagerechten Druck der Füllungslast auf. Diese Kraft ist gleich der wagerechten Projektion der anteiligen Belastungsfläche, multipliziert mit dem mittleren Wert von ζ (h—z) (s. Abb. 7), wirkend als Biegungskraft nach außen, während die senkrechten Lasten nach innen biegen.

Auch hier kann man dieselbe Überlegung anstellen wie bei II, indem man die Steifigkeit der Trichterflächen in tangentialer Richtung ausnutzt, d. h. die durch die Trichterflächen auf die Gratlinien wirkenden Kräfte ganz durch die Grate nach den Auflagern hinleitet, also wieder ein räumliches Fachwerk, wie unter II beschrieben, voraussieht. Die auf die Gratlinien entfallenden senkrechten Belastungen entsprechen dann den in Abb. 7 zu erkennenden Belastungsflächen. Grundsätzlich bleiben dann die Formeln Gl. (12) und (13) bestehen. Bezüglich der Ringkraft ist nun nicht mehr streng mathematisch zu verfahren, da an Stelle von $d\left(\frac{Q}{\mathrm{tg}\,\alpha}\right)$ gesetzt werden muß $\frac{\Delta Q}{\mathrm{tg}\,\alpha}$, wo Δ Q die Belastung des Grates für eine gewisse meßbare Strecke nach beiden Richtungen ist. Es ist dann die Ausgangsgleichung von II/1b direkt auszumitteln. Die Ringspannung infolge seitlichen Füllungsdrucks bleibt unver-

ändert, wie zuerst unter III ermittelt ist. Die Bruchkante erhält dann eine senkrechte Belastung entsprechend der anteiligen Belastungsfläche.

IV.

Bei großen Trichterabmessungen wird man mit einfach gespannten Platten nicht mehr auskommen und wird Plattenbalken verwenden müssen, die nach der einen oder nach der anderen Richtung gespannt werden, je nach der wirtschaftlichsten Spannweite. Oft ist es vorteilhaft, kreuzweise bewehrte Konstruktionen zu benutzen, wobei die hier beschriebenen Systeme zu verflechten sind, was umso zweckmäßiger ist, als es die Eisenbetonbauweise praktisch nicht ermöglicht, ein System rein durchzuführen. Die vorstehenden Darlegungen geben für alle diese Verbindungen geeignete Unterlagen.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

## Baustoffkunde.

**56.** Mehr Kenntnis der Baustoffe. Von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Gary, Berlin. Die Bautechnik 1923, Nr. 1, S. 1. Ursachen von Putzschäden an Ziegelmauerwerk, Verwendung von Weißkalk und Mauermörtel.

**57.** Über praktische Erfahrungen mit Holzimprägniermitteln. Von Ing. Nowotny, Wien. Zeitschr. f. angew. Chemie 1922, Nr. 37, S. 217—19. Untersuchung von 16 Präparaten bei Stubenhölzern. Am besten bewährt: Basilit, bestehend aus Fluornatrium und Dinitrophenolanilin.

**58.** Normen für Mauerziegel. Von Dr.-Ing. Ellerbeck. Zentralblatt 1923, Nr. 1/2, S. 8. Wortlaut der Vorstandsvorlage.

**59.** Der Groß-Kunzendorfer Edelmarmor und andere deutsche, insbes. schlesische Marmore. Von Prof. Dr. Seipp, Erfurt. Neudeutsche Bauztg. 1922, Nr. 24, 4 Seiten. Arten, Verwendbarkeit, Gewinnung, Verarbeitung.

**60.** Der Feinheitsgrad der Zementrohmassen. Von Dr. Goslich. Zement 1922, Nr. 1, S. 5. Mitteilung gemachter Erfahrungen als Ergänzung zum Aufsatz des Herrn Tippmann in Nr. 51.

**61.** Neue Untersuchungen der Universität Illinois über das Ermüden der Metalle. Le Génie Civil 1922, Bd. 81, Nr. 27, S. 622, mit 1 Abb., und Iron Age vom 28. September 1922. Beschreibung der Versuche und Anordnung der Versuchsmaschine. Kurze Mitteilung der Versuchsergebnisse.

## Baumaschinen.

**62.** Über Kabelbaggerkrane und Schürfbagger. Von Geheimrat Prof. Buhle, Dresden. Bautechnik 1923, Nr. 1, S. 3/4, 12 Abb. Bisher übliche und neue, nach amerikanischem Vorbilde gebaute Kabelbaggerkrane der Firma Bleichert & Co., Leipzig, mit Förderleistungen von 25 bis 35 t pro Stunde.

**63.** Die Entwicklung im Baggerbau. Von M. Mansbacher. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 2, S. 9. Allgemeiner Überblick über Naß- und Trockenbagger.

**64.** Der Einachsschlepper. Von Dr. Trautvetter, Berlin-Südende. Z. d. V. D. I. 1923, Heft 1, S. 16—17, mit 5 Abb. Der Verschiebedienst auf Gleisanlagen, besonders auf Werk-Anschlußgleisen und in Fabrikhöfen, wird zum großen Teil noch in unwirtschaftlicher Weise ausgeführt. Der außerordentlich wirtschaftliche elektrische Akkumulatoren-Einachsschlepper wird beschrieben und erläutert.

## Statik und Festigkeitslehre.

**65.** Windstatistik für technische Zwecke aus dem alten Österreich-Ungarn. Von Prof. Dr. M. Exner. Zeitschrift d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1922, Heft 50/52, S. 215—217, mit 2 Abb. Über die angestellten Untersuchungen über die Windverhältnisse von Österreich-Ungarn und ihre Ergebnisse.

**66.** Festigkeit und Molekularkräfte. Von Dr. A. Smekal, Wien. Zeitschrift d. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1922, Heft 50/52, S. 217—220. Untersuchung der Frage, in welcher Hinsicht die Annahme eines idealen (bis zur Bruchgrenze) elastischen Körpers zu ergänzen ist, um daraus die Existenz einer Elastizitäts- bzw. Bruchgrenze theoretisch erschließen zu können.

## Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

**67.** Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton. D. Bztg. Mitt. über Zement usw. 1923, Nr. 1, S. 1—2, 7 Abb. (Forts. aus 1921, Nr. 4, 17, 19.) 1. Piavebrücke bei Ponte nelle Alpi, Straßenbrücke in aufgelöster Bauweise ($L = 41{,}0$ m, $f = 12{,}73$ m) mit aufgeständerter Fahrbahn. 2. Bogenbalkenbrücke von Castelnaudary, Straßenbrücke ($L = 41{,}4$ m, $f = 1/6$).

e) Eiserne Brücken.

— — — —

## Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

## Gründungsarbeiten usw.

**68.** Gründung mit Abeg-Beton-Bohrpfählen. Von Dr.-Ing. Dörr, Karlsruhe. D. Bztg. Mitt. über Zement usw. 1923, Nr. 1, S. 7/8. Entgegnung zu dem Aufsatz des Ing. Lorenz in Nr. 17/18 1922.

## Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

**69.** Verdunstungs-Messungen der Landesanstalt für Gewässerkunde an der freien Wasserfläche. Zentralblatt 1923, Nr. 1/2, S. 3—5. Beobachtungen am Grimnitzsee in der Uckermark und Ergebnisse.

**70.** Talsperren und preußisches Wassergesetz. Von Rechtsanwalt Dr. jur. Werneburg, Berlin-Schöneberg. Die Wasserkraft 1922, Heft 22, S. 415—418. Besprechung der Vorschriften des preußischen Wassergesetzes betr. Talsperrenanlagen (§§ 107—112 W.G.).

**71.** Der Entwurf eines Thüringischen Wassergesetzes. Von Oberlandesgerichtsrat Dr. Lummer, Jena. Der städt. Tiefbau 1922, Nr. 21/22, S. 135—139. Grundsätzliches aus dem z. Z. den Interessenverbänden vorliegenden Entwurf.

**72.** Schaulinien örtlich und zeitlich veränderlicher Strömungen. Von F. Prášil, Zürich. Die Wasserkraft 1922, Heft 24, S. 437—445, mit 7 Abb. Anwendung der beiden Gleichungen zur Beschreibung der Strömung a) aus dem Newtonschen Satz, b) aus der Kontinuitätsbedingung, auf Fälle der zeitlich und örtlich veränderlichen Strömungen in Röhren und Werkskanälen.

**73.** Über hydraulisches, turbulentes Fließen. Von Dr. techn. J. Koženy, Dorpat. Die Wasserkraft 1922, Heft 24, S. 433—436, mit 1 Abb. Begründung zu der Beziehung, die es erlaubt, aus bekannten meßbaren Größen (Gefälle, Querschnittsmaß, Rauhigkeit usw.) die mittlere Fließgeschwindigkeit und damit die abfließende Wassermenge in künstlichen und in natürlichen Gerinnen zu berechnen.

**74.** Die Be- und Entwässerung durch Hydropulsoren. Von Ing. F. Hoyer, Cöthen (Anhalt). Die Wasserkraft 1922, Heft 23, S. 426—428. Arbeitsprinzip und Leistungsfähigkeit des Hydropulsors, sowie seine Anwendung bei der Be- und Entwässerung von Ländereien. Vorteile: geringe Kosten, hohe Leistungen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

**75.** Vom Werte geschichtlich orientierter Betrachtung in der Bautechnik, am deutschen Flußbau erläutert. Von Rgbmstr. Dr.-Ing. Marquardt, München. Bautechnik 1923, Nr. 1, S. 5—6. Entwicklung von zusammenhanglosen Verteidigungsbauten vor etwa 100 Jahren zum planmäßigen Gewässerschutz von heute.

76. Beziehung zwischen Pegelstand und Durchflußmenge. Von Baurat Dr.-Ing. Wolf, Weimar. Die Wasserkraft 1922, Heft 20, S. 389—390, mit 1 Abb. Methode zur schnellen Aufstellung einer einfachen analytischen Beziehung zwischen Pegelstand und Durchflußmenge.

77. Die Donauversinkung. Von Ing. A. Baader, Ulm a. D. Die Wasserkraft 1922, Heft 22, S. 411—412. Besprechung des Baaderschen Projektes zur Lösung der Donauversinkungsfrage.

78. Die 2. Juragewässerkorrektion Projekt 1921. Von Ing. A. Peter, Bern. Schweizerische Bauzeitung 1922, Heft 27, S. 291—295, mit 4 Abb. Die Korrektion betrifft die am Fuße des Jura gelegenen drei Seen von Murten, Neuenburg und Biel mit ihren Zuflüssen. Zweck der Korrektion ist eine Sanierung der Zustände in den großen angrenzenden Ebenen und die Ermöglichung ihrer Kultivierung.

79. Fischereihafen-Doppelschleuse Geestemünde. Mitgeteilt von der Siemens-Bauunion-Berlin. Beton und Eisen 1923, Heft 1, S. 1—4, mit 6 Abb. Baubeschreibung der Grundwasserabsenkungsanlage zur Trockenhaltung der Baugrube. Bei den Betonarbeiten Anwendung des Betongußverfahrens zum erstenmal im großen Stil.

80. Vorkehrungen gegen Wärmeausdehnungen, Verwendung von Gußbeton bei Schleusenbauten. D. Bztg. Mitt. über Zement usw. 1923, Nr. 1, S. 8. Ergebnis einer Rundfrage des Deutschen Beton-Vereins.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

81. Moderne Wasserräder. Von Ing. F. Hoyer, Cöthen (Anhalt). Die Wasserkraft 1922, Heft 18, S. 349—351. Die Einteilung der Wasserräder nach Form und Stellung der Schaufeln sowie nach der Art der Beschaufelung, ferner ihr Schluckvermögen und ihr Wirkungsgrad.

82. Absenkungen des Wasserspiegels von Wasserkraftkanälen bei Schleusungen von Schiffen. Von Rgbrt. Weiß, Stuttgart. Die Wasserkraft 1922, Heft 18, S. 348—349, mit 2 Abb. Berichtigung zu den Ausführungen im Heft vom 5. IV. 22. Die Schlußfolgerungen dieses Aufsatzes werden dadurch nicht berührt.

83. Neue Berechnung zur Ermittlung der Flanschenstärke. Von Oberingenieur O. Klinck, Mühlheim a. d. Ruhr. Die Wasserkraft 1922, Heft 20, S. 187—188. mit 1 Abb. Die Untersuchung betrifft die Flanschenstärke von Röhren.

84. Zylindrische Wasserbehälter mit Zwischenwänden und ringförmige Abschlußwände (Bogentalsperren). Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin. Beton und Eisen 1923, Heft 1, Seite 7—8, mit 5 Abb. Berechnung auf Grund von besonderen Annahmen als einfach statisch unbestimmtes System.

85. Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung. Von Ing. Dr. Karl Terzaghi, Konstantinopel. Die Wasserkraft 1922, Heft 24, S. 445—449, mit 4 Abb. Über die statischen Wirkungen des strömenden Grundwassers und über die konstruktiven Maßnahmen zur Kompensierung der erwähnten statischen Wirkungen mit dem geringsten Kostenaufwand.

86. Zeichnerische Bemessung von Ausgleichsweihern. Von Ing. Dr. A. Schoklitsch, Graz. Die Wasserkraft 1922, Heft 24, S. 449—452, mit 3 Abb. Anwendung eines einfachen zeichnerischen Verfahrens auf zwei Beispiele.

87. Selbsttätige Regelung der aus einem Stauweiher abströmenden Wassermenge. Von Baurat Dr.-Ing. Wolf, Weimar. Die Wasserkraft 1922, Heft 22, S. 412—414, mit 4 Abb. Die mathematischen Zusammenhänge zwischen der Stauhöhe im Becken, dessen Inhalt und Wasserspiegelfläche, der Kraftwassermenge, der Größe der Grundablaßöffnung, sowie dem Bewegungsvorgang der Schützentafel durch die Beziehung von Zeit und Weg.

88. Beitrag zur Berechnung der Francisturbine. Von Ing. Karl Grün, Laibach. Die Wasserkraft 1922, Heft 20, S. 385—387, mit 2 Abb.

89. Kontrollversuche an einer Kaplanturbine. Von C. Reindl, München. Die Wasserkraft 1922, Heft 20, S. 381—385, mit 5 Abb. Die Untersuchungen haben ein gutes Ergebnis gezeitigt und die Eignung auch für höhere Gefälle erwiesen.

90. Wasserkraftanlage Oberried. Von Ing. B. Kuntze, Freiburg i. Brg. Die Wasserkraft 1922, Heft 22, S. 409—410, mit 3 Abb. Die Anlage besitzt zwei ausgebaute Gefällstufen. Aus technischen Gründen mußte die untere Anlage verlegt werden. Beschreibung der neuen Anlage, die in jeder Beziehung den an sie gestellten Anforderungen genügt.

91. Der zweite Ausbau des Murgwerkes. Die Wasserkraft 1922, Heft 23, S. 423—426, mit 5 Abb. Besprechung der zurzeit in Ausführung begriffenen Schwarzenbachtalsperre. Kronenlänge 400 m, Höhe über Sohle 65 m, Mauerstärke im untersten Teil 50 m. Mauerinhalt 270 000 cbm. Herstellung: Gußbeton mit Einlagerung großer Felsblöcke.

92. Zur Neubelebung der Wasserwirtschaft im Harz. Von Prof. Franzius, Hannover, und Bergrat Köhler, Recklinghausen. Zeitschr. des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verb. 1922, Nr. 11/12, S. 175—178. Entgegnungen auf den Aufsatz des Herrn Reg.- u. Baurats Ziegler, Klausthal.

93. Die wasserwirtschaftlichen Anlagen des Oberharzer Bergbaues und ihre wasserwirtschaftlichen Grundlagen. Von Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Natermann, Camburg a. d. Saale. Die Wasserkraft 1922, Heft 19, S. 372—375. Eine Übersicht.

94. Der Ausbau der Wasserkräfte der oberen und mittleren Saale und die Anreicherung der Elbe durch Saalewasser. Von Prof. Dr. W. Halbfaß, Jena. Die Wasserkraft 1922, Heft 18, S. 353—354. Besprechung der Projekte der preußischen Staatsregierung, des Bevollmächtigten der Firma Zeiss in Jena, Prof. Dr. Straubel, und des aus beiden kombinierten von Exz. von Miller.

95. Bayrischer Energiewirtschaftsverband. Die Wasserkraft 1922, Heft 18, S. 352—354. Auszug aus dem Tätigkeitsbericht des B. F. W., Gruppe Nordbayern, über die Tagung des Verbandes am 2. September 1922 in Nürnberg, erstattet von Prof. Hager.

96. Wasserhaushalt von Gruppenspeichern in den Alpen. Von Ing. Josef Ornig, Graz. Die Wasserkraft 1922, Heft 19, S. 365—372, mit 5 Abb. Vergleich von Talsperren im Hochgebirge und Flachland. Wasserwirtschaftsplan. Größeneinteilung von Speicherwerken. Wirtschaftsplan der Leistungen. Arbeitsvorgang bei der Untersuchung.

97. Der Ausbau der oberösterreichischen und steirischen Wasserkräfte. Von Guido Kupka, Wien. Die Wasserkraft 1922, Nr. 18, S. 345—347. Aufführung der vorhandenen Wasserkräfte und ausgebauten Anlagen.

98. Die Wasserkraftanlage Fully. Einstufige Hochdruckanlage mit 1650 m Gefälle. Von Ing. X. Chenand und Ing. L. Dubois, Lausanne. Schweizerische Bauzeitung 1922. Heft 22, 23, 24, 25, 26, mit 33 Abb. Beispiele einer Anlage mit Akkumulierbecken. Die Transportanlagen, Staumauer, Wasserfassung, Schieberhaus am Ausgang des Anstichstollens, Pumpanlage, Druckleitung, Maschinenhaus, Turbinenregulatoren sowie die Bauausführung werden eingehend besprochen.

99. Die großen Wasserkraftanlagen innerhalb der alten Grenzen Italiens, ausgeführt und im Bau bis Ende 1920. Von Oberregierungsrat Dr. Saller, Regensburg. Die Wasserkraft 1922, Heft 21, S. 414 bis 415. Auszug aus einem Bericht des hohen Rates für Wasserkraftanlagen (Consiglio Superiore delle Acque).

100. Einige Bemerkungen zum Linkschen Aufsatz über den Entwurf des norwegischen Großkraftwerkes Aaensire für Stavanger. Von Baurat Ziegler, Clausthal. Z. d. W. u. W. Verb. 1922, Nr. 11/12, S. 178—183, 5 Abb. Allgemeine Beschreibung der Anlage ($Q = 112$ scbm; $H = 50$ m). Staumauer aus Eisenbetongewölben von 60 m Höhe und 130 m Kronenlänge.

101. Die Verstaatlichung von Kraft und Wasser in Kalifornien. Z. d. D. W. u. W. Verb. 1922, Nr. 11/12, S. 184. Ausgebaut 1 Million PS, ausbauwürdig weitere 8 Millionen PS. Gesetzesentwurf.

102. 45000 KVA-Stromerzeuger des Queenston-Werkes. Von Bl. Z. d. V. D. I. 1923, Heft 1, S. 23—24, mit 3 Abb. Beachtenswerte Einzelheiten über die im Kraftwerk Queenston an den Niagara-Fällen verwendeten Stromerzeuger.

103. Eisenbetontalsperre mit eingebautem Kraftwerk bei Belle-Isle-en-Terre (côtes-du-Nord, Nordfrankreich). Von A. C. Le Génie Civil 1922, Bd. 81, Nr. 24, S. 529—532, mit 1 Tafel und 8 Abb. Beschreibung einer Eisenbetonsperre in aufgelöster Bauweise mit zwischen den Pfeilern liegendem Kraftwerk.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

104. Luftseilbahnen. Fahrzeuge und Seilkuppelungen. Von F. Cretin. Le Génie Civil 1922, Bd. 81, Nr. 22, S. 486—491; Nr. 23, S. 510—512, und Nr. 24, S. 532—534, mit 46 Abb. Eingehende Beschreibung von Seilkuppelungen für Luftseilbahnen, insbesondere der Systeme von Bleichert und Pohlig und einiger englischer und französischer Bauarten.

Vgl. 62, 63.

### Straßenbau.

105. Straßenreinigung mit Kraftbetrieb. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin. Gesundh.-Ing. 1922, Nr. 50, S. 617—625, 22 Abb. Verwendung von Kraftwagen als Straßenkehr- und Spreng- und Waschwagen, zur Müll- und Fäkalienabfuhr.

106. Aus neueren Versuchen über die Widerstandsfähigkeit von Beton gegen Abnutzung. Von Otto Graf. D. Bztg. Mitt. über Zement usw. 1923, Nr. 1, S. 8, 2 Abb. Ergebnisse von amerikanischen Versuchen über Druckfestigkeit, Wasserzusatz, Alter des Betons usw.

### Eisenbahnbau und -betrieb.

107. Die Eisenbahnen der Welt im Jahre 1920. Le Génie Civil 1922, Bd. 81, Nr. 27, S. 628. Kurze Zusammenstellung der Längen der Eisenbahnen in den verschiedenen Erdteilen nach einer der Int. Konferenz des Transportwesens in Barcelona vorgelegten Statistik.

108. Triebwagen mit Dieselmotor und elektrischer Kraftübertragung. Von Professor P. Ostertag. Le Génie Civil 1922, Bd. 81, Nr. 27, S. 607—610, mit 11 Abb. Beschreibung eines von Gebr. Sulzer, Winterthur, erbauten Triebwagens der Schweizerischen Bundesbahnen und Mitteilung der Ergebnisse der Versuchsfahrten auf den Strecken Wallisellen—Winterthur—Romanshorn und Baden—Wettingen —Niederglatt.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

109. Beziehungen zwischen Druckfestigkeit und Druckelastizität des Betons bei zulässiger Anstrengung desselben. Von Otto Graf, Stuttgart. Beton und Eisen 1923, Heft 1, S. 4—5. Ergebnisse von Versuchen der Materialprüfungsanstalt Stuttgart.

110. Betonbehälter in Salzsiedereien. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 3, S. 17. Auszug aus „Concrete" 1922, Nr 6, über zahlreiche Verwendung und Bewährung in Amerika.

Vgl. Nr. 68.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

111. Jucho-Streckträger und Jucho-Streckmaste. Z. d. D. W. u. W. Verb. 1922, Nr. 11/12, S. 187/88, 6 Abb. Schaffen von gitterförmigen Trägern und trapezförmigen Masten durch Schlitzen und Auseinanderziehen der Stege von I- und Breitflansch-Walzträgern, ähnlich dem Streckmetall. Vergrößerung von ursprünglicher Höhe und Widerstandsmoment etwa bis auf das Dreifache.

### Holzbau.

— — — —

### Städtebau und Städtischer Tiefbau.

112. Über Baufluchtlinien. Von Dr. T. Martell. Neudeutsche Bau-Ztg. 1922, Nr. 22/23, 3 Seiten. Zusammenfassung von Ausführungsanweisung, Ministerialverfügungen und Verordnungen.

113. Die Entwicklung der Stadt Landau in der Pfalz. Von Stadtbaurat Kallfus. Der städt. Tiefbau 1922, Nr. 23/24, S. 141—146. Lage der Stadt, Verkehrswesen, Bebauungsplan, Bauart der Häuser.

114. Über den Betrieb der größten aktivierten Schlammanlage der Welt in Houston, Texas. Von Dr. Haller. Gesundh.-Ing. 1922, Nr. 45, S. 565/66, 2 Abb. Bericht nach Eng. News Record. Schlammtrockenverfahren mit Schwefeldioxyd und Dampf.

115. Tierkörperverwertung. Von Ing. Niessen, Pasing. Gesundheits-Ztg. 1922, Nr. 45, S. 557—565, 15 Abb. Entgegnungen zu den Aufsätzen von Ing. Hönnicke, Cassel.

116. Dreiachsige Autoomnibusse in Paris. Von P. C. Le Génie Civil 1922, Bd. 81, Nr. 27, S. 605—607, mit 11 Abb. Beschreibung der neuen, in Paris in Dienst gestellten Autoomnibusse mit einer mittleren Triebachse und zwei beweglichen Lenkachsen. Fassungsvermögen: 40 Sitzplätze und 8 Stehplätze auf hinterer Plattform. Wagenlänge: 10,43 m, Achsstand: 4,35 m und 2,15 m.

Vgl. Nr. 105.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

117. Die neuen Wagen der Hamburger Hochbahn und ihre Ausrüstung. Von Dr.-Ing. W. Mattersdorf. Verkehrstechnik 1923, Heft 1, S. 2—3, mit 4 Abb. Über die auf Grund zehnjähriger Betriebserfahrung getroffenen Verbesserungen an den Wagen der Hamburger Hochbahn.

118. Die Vergrößerung der Unkosten der Anlage und des Betriebes der Straßenbahnen, Kleinbahnen und Autoomnibuslinien. Von L. J. Le Génie Civil 1922, Bd. 81, Nr. 23, S. 517—518. Bericht über einen auf dem Kongreß der Intern. Keinbahn-Union in Brüssel gehaltenen Vortrag über die Lage der Kleinbahnen in den gegen uns kriegführenden Staaten und bei den Neutralen. Insbesondere wird über die Vergrößerung des Verhältnisses der Wagenkilometer zu der Zahl der Reisenden und über die Erhöhung der Fahrpreise gegenüber der Vorkriegszeit berichtet. Ferner werden eingehender die Ursachen der Vergrößerung der Kosten für Neuanlagen und der Betriebsunkosten, die hauptsächlich aus der Steigerung der Preise für die Betriebsstoffe herrühren, untersucht.

### Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

119. Über die Abwässerbeseitigung von Siedlungen. Gesundh.-Ing. 1922, Nr. 49, S. 611/12. Erlaß des Preuß. Ministers für Volkswohlfahrt und Bemerkungen hierzu.

### Bauunfälle.

— — — —

### Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen.

120. Notwendigkeit der Geschäftsführungskosten des Betriebsrates. Von Syndikus Dr. Brunner, Dresden. Tiefbau 1923, Nr. 1, S. 2/3. Einschränkung der Berechtigung zur Forderung von Kosten für entgangenen Lohn, Mittagessen, Eisenbahn, Saalmieten usw.

### Wettbewerbe.

— — — —

### Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

— — — —

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

### Die Luftbild-Vermessung nach dem Verfahren von Dr. M. Gasser.

Nach einem Prospekt der Internationalen aerogeodätischen Gesellschaft („Inag"), Danzig, und im Anschluß an eine Besichtigung der betr. Apparate.

Von H. Krebs.

Neben der Phototopographie vom festen Erdboden aus, für welche der bekannte v. Orel-Zeißsche Stereoautograph bisher das hervorragendste Auswertinstrument war, haben die besonders während des Krieges und seit seiner Beendigung angestellten Versuche, topographische Karten auf Grund von Aufnahmen aus Luftfahrzeugen herzustellen, immer festere Gestalt angenommen.

Praktisch möglich, wirtschaftlich lohnend und den üblichen Aufnahmemethoden überlegen wird eine topographische Aufnahme aus Luftfahrzeugen aber erst dann sein, wenn es gelingt, die Verarbeitung der im Raume beliebig orientierten Luftmeßbilder zu automatisieren.

An der Lösung dieser Aufgabe ist in Deutschland im wesentlichen von vier verschiedenen Seiten gearbeitet worden:

1. Von Prof. Dr. Hugershoff, Tharandt, dem es in Verbindung mit der Firma Gustav Heyde, mechanische und optische Präzisionswerkstätten, Dresden, gelungen ist, den ersten Apparat fertigzustellen, der eine vollständige Lösung des Problems darstellt, nämlich den Autokartographen.

2. Von der Firma C. Zeiß in Jena, die hierfür den Stereoplanigraphen eben fertigstellt, dessen Konstruktion von Dr.-Ing. Bauersfeld in Jena angegeben ist.

3. Von Boykow, Berlin, in Verbindung mit der Firma C. P. Goerz, Berlin-Friedenau.

4. Von Dr. Gasser, Berlin, dessen Apparatur zu Studienzwecken im Institute für Vermessungskunde der Technischen Hochschule Berlin aufgestellt ist.

Während über die Hugershoffsche Methode bereits eine Reihe von Veröffentlichungen vorliegen[1]), existieren über das Gassersche Verfahren außer verschiedenen umfangreichen Patentschriften und einigen teilweise unrichtigen Notizen in Tageszeitingen leider keine Publikationen, nach denen man die Gasserschen Instrumente und Methoden eingehend studieren könnte. Auch fehlen z. Z. noch Veröffentlichungen über amtliche Vergleichsmessungen und praktisch ausgeführte Arbeiten, auf Grund deren allein stichhaltige Angaben über Genauigkeit sowie Dauer und Kosten einer Vermessung gemacht werden könnten; so daß man vorläufig lediglich auf die kurzen Mitteilungen in dem Prospekt der „Inag" angewiesen ist.

Diese mit 17 Figuren ausgestattete kleine Schrift unterrichtet auf 19 Seiten über folgende Punkte:

Allgemeines. Dauer der Vermessung. Wissenschaftliche Apparate. Begutachtung. Personal. Schutzrechte. Kosten der Vermessungsarbeit und Zahlungsbedingungen. Technische Ausführung. Berechnung der Plattenlage. Rekonstruktion des räumlichen Geländebildes und Projektion desselben. Entwurf des Grundriß- und Schichtlinienplanes nach den Bildern. Erzeugung der Karte aus Einzelplänen. Genauigkeit der Auszeichnung. Maßstäbe. Überlegenheit der Senkrechtaufnahmen. Genauigkeit der Aufnahme. Stereoskopischer Effekt. Zeit und Kosten.

In einem Anhang sind Auszüge aus einigen Beurteilungen abgedruckt, in denen u. a. Prof. Dr. Hammer, Stuttgart sowie der frühere Chef der Preußischen Landesaufnahme und jetzige Direktor der „Deutschen Karte", der Vertriebsgesellschaft für die Gasserschen Instrumente, Dr. v. Bertrab, ihre Anerkennung über das Gassersche Verfahren aussprechen.

Dieses Verfahren beruht auf der ausschließlichen Auswertung übergreifender Senkrechtaufnahmen, für deren Überlegenheit gegenüber den Schrägaufnahmen eine Anzahl Gründe vorgebracht werden, die teilweise kaum stichhaltig sind.

Die für die Durchführung des Verfahrens nötigen Apparate lassen sich in 2 Gruppen gliedern:

1. Die Aufnahmeapparate. 2. Die Auswerte-Apparate.

Zu 1. Die Aufnahmen wurden bisher mit einer Meßkammee (Format 18 × 18 cm, Brennweite 25 cm) hergestellt, deren optischr Achse während der Aufnahme annähernd lotrecht gerichtet ist. Da aber die Senkrechtaufnahme bei einer Normalflughöhe von ungefähr 1800 m und der für die Auswertung erforderlichen Überdeckung der Einzelaufnahmen bis zu ¾ der Plattengröße zu sehr rascher Aufnahmefolge zwingt, ist der Bau einer Reihenkammer beabsichtigt, bei welcher der Zeitabstand zwischen den verschiedenen Aufnahmen und die Größe der Übergreifung mechanisch reguliert und Auslösung und Plattenwechsel automatisch bewirkt werden.

Zu 2. Im Gegensatz zu Hugershoff und Bauersfeld, die sich in ihren Instrumenten der außerordentlich empfindlichen, auf den verschiedensten Gebieten bereits mit großem Erfolge angewendeten stereoskopischen Meßmethode bedienen, wendet Gasser, wie übrigens auch der italienische Ingenieur Nistri, in seinem Auswertegerät die Projektionsmethode an, d. h., er stellt sich mit Hilfe zweier Projektionsapparate, in welche 2 aufeinanderfolgende übergreifende Platten orientiert eingelegt sind, zunächst ein räumliches Geländebild her und ermittelt die zur Konstruktion eines Lage- bzw. Schichtlinienplanes erforderliche senkrechte Projektion eines jeden Geländepunktes mit Hilfe einer beweglichen horizontalen Zeichenebene, die er jeweils bis zum Schnittpunkt entsprechender Bildstrahlen hebt oder senkt. Das Verfahren ist allerdings nicht neu, sondern bereits lange vor Anmeldung der Gasserschen Patente (1915) von Th. Scheimpflug[2]) veröffentlicht worden.

Das als Doppelprojektionsapparat bezeichnete Auswertegerät besteht im wesentlichen aus 2 für das Plattenformat 18 × 18 cm gebauten besonderen Projektionsapparaten ohne Kondensor. Die infolge der etwa fünffachen Vergrößerung nötige starke Beleuchtung der Platten wird in der beim Kugelepiskop üblichen Weise bewirkt; sie hat eine außerordentliche Wärmeentwicklung zur Folge, deren schädlichem Einfluß das Auswertegerät, vor allem aber die Meßplatte, schutzlos ausgesetzt ist. Um die Diapositive in die Aufnahmelage bringen zu können, ist jeder Apparat um den vorderen Hauptpunkt seines Objektives, und zwar innerhalb eines gewissen Bereiches, allseitig dreh- und feststellbar eingerichtet. Diese Beweglichkeit wird durch besondere Kugelgelenke ermöglicht, deren Lager an je einem kräftigen Arm befestigt sind, von denen der eine direkt, der andere unter Zwischenschaltung eines Kreuzschlittens mit einem in etwa 3 m Höhe quer im Zimmer eingebauten I-Träger verschraubt ist.

Da aus naheliegenden konstruktiven Gründen die optischen Achsen beider Apparate in der Normallage horizontal, die horizontal aufgenommenen Platten somit vertikal liegen, ist vor jedem Objektiv ein Spiegel befestigt, welcher die Lichtstrahlen nach unten wirft. Geeignete Entlastungsvorrichtungen kompensieren das durch diese exzentrische Aufhängung entstandene Drehmoment. Mit Hilfe des oben erwähnten, nach Höhe und Seite auf 0,1 mm verschiebbaren Kreuzschlittens ist es möglich, die Hauptpunkte beider Projektionsapparate in eine den Aufnahmepunkten entsprechende Lage zu einander zu bringen, also Basis und Höhendifferenz beider Aufnahmen einzustellen.

Die Ermittlung der Plattenlage während der Aufnahme, d. h. die Bestimmung der Standortskoordinaten, sowie der Lage der Kammerachsen gegeneinander und zur Erde stützt sich, wie jede exakte Orientierung einer Luftaufnahme, auf mindestens 3 ihrer Lage und Höhe nach bekannte und auf der Platte abgebildete Punkte. Sie erfolgt in der Hauptsache nach dem Finsterwalderschen Pyramidenverfahren, wie es auch Hugershoff benutzt, nur mit dem Unterschiede, daß Hugershoff die zur Bestimmung der Standortskoordinaten erforderlichen Positionswinkel mit Hilfe seines Bildmeßtheodoliten direkt mißt, während sie Gassner nach einem Vorschlag von Förg (1909) auf dem Umwege über die Koordinaten der Bildpunkte und unter Benutzung der bekannten Brennweite der Aufnahmekammer berechnet.

Bei der Auswertung mehrerer zusammenhängender Bilder wird die Orientierung des ersten Plattenpaares auf Grund dreier bekannter Bodenpunkte vorgenommen, diejenige der folgenden aber soll an Hand entsprechender Punkte des vorhergehenden Bildes erledigt werden.

Etwa 1,25 m unter den in der Luft schwebenden Projektionsapparaten befindet sich das Zeichenbrett (Größe etwa 1,2 × 1,2 m). Es wird von einer in der Mitte befestigten Säule getragen und kann durch 2 am Säulenfuß angebrachte Stellschrauben horizontiert werden. Die bereits erwähnte notwendige Parallelverschiebung erfolgt durch eine besondere Vorrichtung (Zahnstange und Trieb) und ist auf 0,01 mm ablesbar.

Auf diesem Zeichenbrett entstehen nun bei gleichzeitiger Projektion beider Diapositive zwei im allgemeinen unscharfe Bilder des betreffenden Geländeabschnittes, die sich an manchen Stellen überdecken, also einfach erscheinen, an den meisten aber mehr oder weniger auseinandergehen und somit ein die Augen ermüdendes Durcheinander von Linien und Lichtflecken bilden.

Da nur die einfach erscheinenden Geländepunkte in der Zeichenebene liegen, alle doppelt abgebildeten aber über bzw. unter derselben, ergibt sich umgekehrt, daß man die Horizontalprojektion eines beliebigen Geländepunktes erhält, indem man die Zeichentafel bis zum Schnittpunkt der entsprechenden Bildstrahlen dieses Punktes hebt und dann desen Punkt auf dem Zeichenbrett markiert. Das Zeichnen von Situationslinien erfordert somit ein dauerndes Verstellen der Tischhöhe, was sehr unbequem ist und durch ungünstige Anordnung der betreffenden Bewegungsvorrichtung noch komplizierter wird. Für die Darstellung der Höhen besitzt der Zeichentisch die bereits erwähnte, auf 0,01 mm ablesbare Höhenvorrichtung, mit deren Hilfe nunmehr auch die Konstruktion von Schichtlinienplänen theoretisch möglich ist. Die außerordentlich genaue Ablesung der Höhen setzt allerdings voraus, daß die Zeichenfläche (mit Zeichenpapier bespanntes Reißbrett von ca. 1,4 m Größe) innerhalb 0,01 mm vollkommen eben ist, während der Arbeit auch vollkommen eben bleibt und sich bei Betätigung der Höhenverstellung genau parallel verschiebt. Ob es möglich sein wird, diese Bedingungen zu erfüllen, werden eingehende Versuche zu zeigen haben. Die in der Technischen Hochschule Berlin aufgestellte Apparatur scheint in dieser Beziehung nicht ganz einwandfrei zu sein.

Der Gassersche Doppelprojektionsapparat ermöglicht somit die Herstellung von Situations- und Schichtlinienplänen, und zwar ausschließlich aus Senkrechtaufnahmen. Profile, wie sie der Hugershoff-Heydesche Autokartograph, außer stereoskopisch wirkenden Karten und perspektivischen Schichtlinienbildern, als Nebenprodukt liefert, lassen sich mit der Gasserschen Einrichtung nicht gewinnen.

Da es, wohl auch infolge der allgemeinen Unschärfe, in der die einzelnen Geländepunkte zur Abbildung kommen, nicht leicht möglich ist, die zur Konstruktion eines Lage- bzw. Schichtlinienplanes erforderlichen einfach erscheinenden Geländepunkte mit Sicherheit herauszufinden, wendet Gasser dasselbe Hilfsmittel an, welches Pulfrich[3]) zur Nutzbarmachung des Stereokomparators für den monokularen Gebrauch erstmalig angegeben hat. Mit Hilfe eines rotierenden Umschalters bringt er nämlich bald das eine, bald das andere Diapositiv auf dem Zeichenbrett zur Abbildung und erreicht dadurch, daß alle Punkte, deren zugehörige Bildstrahlen sich nicht innerhalb der Zeichenebene schneiden, im Tempo des Blinkens hin- und herspringen, alle anderen dagegen stillstehen.

Zweifellos wird durch diese geschickte Anwendung der sinnreichen

---

1) z. B.: Hugershoff und Cranz. Grundlagen der Photogrammetrie aus Luftfahrzeugen. Stuttgart 1919.
Hugershoff. Die Phototopographie und ihre Anwendung vom Flugzeug aus. Geogr. Anzeiger. Gotha 1920.
Constanzi. Autocartografo Sistema Hugershoff, Notiziario di Aero nautica, II. Rom 1921.
Macload. The autocartograph. Geographical Journal. L IX. London 1922.
Clementi. Sui metodi di Fototopografia aerea. Rivista Marittima. Rom 1920.
Lenouvel. La photographie aérienne, appliquée à la cartographie. L'Aéronautique, IV. Paris 1922.
Krebs. Der Hugershoff-Heydesche Autokartograph. Z. f. Feinmechanik. Berlin 1922.

2) Th. Scheimpflug, Die Verwendung des Skioptikons zur Herstellung von Karten und Plänen aus Photographien. Photogr. Correspondenz 1898.

3) Pulfrich, Stereoskopisches Sehen und Messen. Jena 1911.

Pulfrichschen Blinkmethode die Einstellung einzelner markanter Geländepunkte wesentlich erleichtert; im gleichförmigen Gelände jedoch bleiben die Schwierigkeiten bestehen, so daß auch der geübte Zeichner nicht in der Lage ist, eine Situations- oder Schichtlinie ohne jede Unterbrechung zu ziehen, wie dies z. B. im Hugershoff-Heydeschen Autokartographen oder im Bauersfeld-Zeißschen Stereoplanigraphen infolge Anwendung der stereoskopischen Betrachtungsweise so bequem wie möglich ist.

Dieser Mangel und der weitere Umstand, daß das bei einer wirtschaftlichen Ausnutzung des Verfahrens nötige anhaltende Arbeiten über einer abwechselnd beleuchteten Zeichenfläche die Augen außerordentlich anstrengen muß, dürften wohl auch die Veranlassung sein, daß Gasser beabsichtigt, die Feststellung von Punkten gleicher Höhe auf photographischem Wege oder — unter Wegfall des Blinkens — durch die seit 1858 bekannte Anwendung komplementär gefärbter Diapositive zu erreichen.

Alles in allem darf man das Gassersche oder besser Scheimpflugsche Verfahren als einen theoretisch interessanten Versuch zur Lösung des Problems der Kartenherstellung auf Grund von Aufnahmen aus Luftfahrzeugen bezeichnen. Praktische Bedeutung wird dem Versuche allerdings erst dann beizumessen sein, wenn amtliche Vergleichsmessungen nachgewiesen haben, daß auch die Projektionsmethode die erforderliche Genauigkeit ergibt, und wenn durch größere praktische Arbeiten gezeigt wurde, daß die ausschließliche Verwendung von Senkrechtaufnahmen eine ebenso billige Kartenherstellung ermöglicht wie die von Hugershoff und Bauersfeld angewandten Apparate, die auch die Auswertung von Schrägmeßbildern zulassen.

## Bestimmung der Schienenabnutzung.

Bericht aus Eng. News Record, Heft 8 vom 24. August 1922.

Zur Bestimmung der Abnutzung der Schienen ist auf mehreren amerikanischen Bahnen ein Verfahren eingeschlagen worden, das mit Hilfe des Pantographen die Schienenform genau festlegt. Das wesentliche Merkmal dieses Pantographen ist ein gebogener Arm, der beliebig um seine Achse gedreht werden kann, ohne daß der Punkt, der das Schienenprofil zu umfahren hat, seine Lage ändert. An diesem drehbaren Arm ist rechtwinklig ein weiterer kleinerer Arm angebracht, der ebenfalls beliebig um seine Achse gedreht werden kann, ohne daß die Spitze des Armes ihre Lage im Raume ändert. Der Apparat ist auf einem Brett befestigt, das mit Klammern an einer Schiene auf der Strecke befestigt wird. Durch Entfernung von nur wenigen Schotterstücken ist es möglich, von einer einzigen Stellung des Brettes aus mit dem Pantographen das ganze Schienenprofil zu umfahren und aufzuzeichnen. Die Auswertung der auf der Strecke aufgenommenen Schienenprofile geschieht im Büro. — Bei der Beurteilung der Güte eines Gleises werden folgende Gesichtspunkte berücksichtigt

1. die Abnutzung an der Oberfläche des Schienenkopfes;
2. die Abnutzung an der Seite des Schienenkopfes;
3. die Abnutzung und Verbiegung an den Schienen enden;
4. die Oberflächenrauhigkeit;
5. der allgemeine Zustand der Gleislage.

Die Punkte 1 und 2 werden mit dem Pantographen ermittelt, Punkt 3 mit Hilfe eines Stahllineals, das über den Schienenstoß gelegt wird; der Spielraum zwischen Lineal und Schiene wird mit einem Meßkeil bestimmt. Die Punkte 4 und 5 werden von den Bahnmeistern beurteilt. — Hand in Hand mit diesen Erhebungen gehen Ermittlungen über die Größe des Verkehrs, der über die beobachteten Gleisstrecken rollt, so daß man sich ein klares Bild machen kann über die Größe der Abnutzung des Gleises in Abhängigkeit von den Zugsgewichten, die über das Gleis rollen.

Dipl.-Ing. Finter, Karlsruhe.

## Maschine zum Einschrauben von Schraubpfählen.

Eine Firma in Glasgow hat eine einfache Maschine herausgebracht, die das Niederbringen von Schraubpfählen sehr erleichtert und sich bei größeren Bauten im Clydeflusse sehr bewährt hat. Sie besteht aus einem versteiften Rahmen mit einem kurzen und langen Arme (Abb. 1 u. 2). Der kurze Arm trägt die Antriebsmaschine (Benzin- oder Elektromotor), die mit einer Schneckenwelle auf den Pfahltriebkopf im Mittelteil arbeitet. Dieser Triebkopf ist ein kurzes Stück Pfahlschaft, unten versehen mit Flansch zum Anbolzen an den Schraubpfahl, dicht über dem Rahmen mit einem Zahnrad ausgerüstet, das von der Motorschnecke unter Zwischenschaltung weiterer Zahnradvorgelege langsam gedreht wird und den Pfahltriebkopf mitnimmt. Das Triebwerk ist in gewissem Maße auswechselbar, damit man sich den Pfahlgrößen und Bodenverhältnissen mit der Drehkraft anpassen kann. Um nun das Drehmoment auf den Schraubpfahl wirklich auszuüben, wird der lange Arm des Rahmens durch ein Seil festgemacht. Wegen der bedeutenden Länge des Armes braucht dieses nicht sehr stark zu sein. Zur Vermeidung von Überanstrengung der Pfähle bei Hindernissen im Boden läßt sich entweder das Halteseil in seiner Festigkeit begrenzen oder eine Entkupplungsvorrichtung vor das Getriebe schalten. Die ganze Maschine schwebt über dem Pfahl, von einem Kran gehalten. Vorkehrungen, um den Pfahl zu richten und zu führen, sind nur in sehr geringem Maße notwendig. (Engineering vom 4. 8. 22.)

Gl.

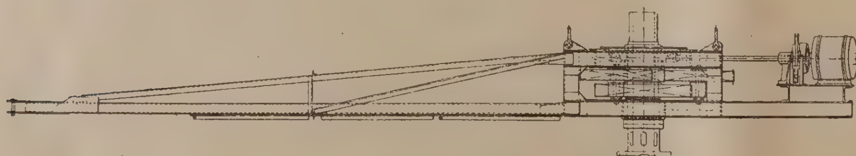


Abb. 1. Seitenansicht.

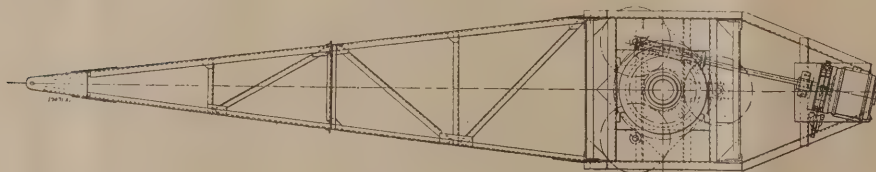


Abb. 2. Draufsicht.

## Talsperre in Spanien.

Zu den höchsten Talsperren in Europa gehört die von Camarasa. Sie liegt in der spanischen Provinz Catalonien, im Tale eines Nebenflusses des Ebro, des Noguera Pallaresa, der in den Pyrenäen entspringt, und zwar an dessen Zusammenfluß mit dem Segre, etwa 130 km landeinwärts von Barcelona. Die Staumauer hat rund 100 m Höhe und gestattet 80 000 PS zu gewinnen. Der Bau wurde durch den Krieg angeregt, indem durch den Ausfall der Kohlenzufuhr nach Spanien ein außerordentlich großer Bedarf an Wasserkraft auftrat, den die in der Umgegend liegenden Werke nicht mehr decken konnten. Eine Privatgesellschaft mit sehr starken britisch-kanadischen Beziehungen begann den Bau im Jahre 1917 und brachte ihn trotz größter Schwierigkeiten in der Materialbeschaffung und Arbeiterfrage 1920 zu Ende. Der Hauptteil der Baustoffe stammt aus Amerika, England und aus der Schweiz. Die elektrische Ausrüstung ist amerikanischen, die Turbinenanlage schweizerischen Ursprungs.

Die Staumauer liegt 300 m oberhalb der Vereinigungsstelle der beiden Flüsse an einer Art Schlucht, wo die Flußufer als Steilwände dicht an das Wasser herantreten, so daß die Kronenlänge der Mauer geringer als ihre Höhe geworden ist. Das Krafthaus ist dicht unterhalb der Mauer an die Felswand angebaut und erhält das Kraftwasser durch einen Tunnel mit 5 anschließenden Druckrohrleitungen von 2,6 m Durchmesser.

Die isolierte Lage der Baustelle bedingte ausgedehnte und kostspielige Vorarbeiten mit der Schaffung von Eisenbahnverbindung, Straßenanlagen, Wohngelegenheiten und das überaus steile Gelände des Flußtales schwierige Anlagen für Einrichtung der Baustelle. Zum Teil konnten die Reste ähnlicher Unternehmungen der Nachbarschaft nutzbar gemacht werden. Die Arbeiterzahl einschließlich der Familienangehörigen betrug bis 10 000. Größte Sorge wurde deshalb auf deren zweckmäßige Unterbringung, Versorgung und gesundheitliche Überwachung verwendet. Licht und Kraft wurde aus einem benachbarten Werk bezogen. Bei der Ausführung wurden amerikanische Methoden und Baumaschinen angewendet, also Kabelbahnen auf geneigter Ebene, Luftseilbahnen über der Baustelle, Schiffskrane, Lokomotiven, Preßluft u. dgl. Die größte Luftseilbahn besaß 320 m Seillänge von 6½ cm Stärke. Die Betonanlage war so hoch angeordnet worden, daß alle Zwischenförderungen bis zur Verwendungsstelle durch die Schwerkraft erfolgten. Der Klarschlag stammte aus nahegelegenen eigenen Brüchen und vom Ausbruch aus den Tunneln und Gründungen. — Während der Vorarbeiten wurde der Umlaufstollen von 1,2 $m^2$ Querschnitt und 160 m Länge in Höhe der Flußsohle getrieben. Nach Vollendung im Januar 1918 erfolgte die Ableitung des Flußwassers nach diesem Tunnel mittels eines Querdammes, der dann zugleich die Baustelle schützte. Diese wurde flußabwärts in gleicher Weise durch einen Sperrdamm gesichert. Die Trockenhaltung der Baugrube durch Pumpen machte bedeutende Schwierigkeiten, da die Flußsohle sehr starke Vertiefungen zeigte (bis 25 m unter Krone des Schutzdammes). Der Gesamtaushub betrug 8300 cbm Felsen und 3600 cbm erdige Massen und Schutt. Die Staumauer hat vollen Querschnitt, ist an der Sohle 76,25 m, in der Krone 4,0 m dick und im ganzen 102,4 m hoch. Die Unterwasserseite ist fast unter $40^0$ geneigt, die Oberwasserseite lotrecht. Die Krone ist als Fahrweg ausgebildet. Der Grundriß ist schwach gekrümmt (Radius = 300 m), die Kronenlänge, gemessen am Aufbau für den Fahrweg, beträgt 140 m. Der Inhalt des Mauerkörpers faßt über 200 000 $m^3$ Cyklopenmauerwerk. Als Überlauf sind 2 besondere Umlaufstollen getrieben worden. Da die Sperre aber schon angestaut werden mußte, ehe die Mauer beendet war, wurde etwa in Dreiviertel der Höhe eine breite Lücke ausgespart, durch die die Hochflut wie in einem Wasserfall abfloß. (Engineering News Record v. 17. 8. 22.)

Gl.

## Talsperre im Colorado-Fluß.

Ein Talsperrenentwurf von ganz außergewöhnlichen Maßen wird in den Proceedings of the American Society of Civil Engineers besprochen. Es ist beabsichtigt, den Colorado nahe bei Lee Ferry durch einen Staudamm von 210 m Höhe über Normalspiegelhöhe anzustauen. Während 8 Monaten des Jahres beträgt die Abflußmenge 110—270 cbm in 1 Sekunde, in der übrigen Zeit kommen jedoch Hochfluten bis über 4000 cbm vor. Das Flußbett ist mit sehr steilen Wänden von 400 m Höhe tief eingeschnitten, ein sog. Canon, am Fuße nur 400 m breit. Die Krone des Dammes würde dadurch nur etwa 900 bis 1000 m lang werden müssen. Die gestaute Wassermenge wird auf 60 Milliarden cbm geschätzt, von denen etwa 25 Milliarden cbm über 180 m Höhe liegen würden. Nimmt man diese Höhe als geringste Spiegelhöhe, die voraussichtlich nie unterschritten werden muß, so könnte mit einer Stauhöhe von 190 bis 200 m im Durchschnitt gerechnet werden, die etwa 1 000 000 PS gewinnen lassen würde. Das Flußbett macht an der fraglichen Stelle eine scharfe S-Biegung. Das Kraftwasser soll von hier durch einen Tunnel von 900 m Länge einem Kraftwerk zugeführt werden, das, im Flußbett gemessen, fast 10 km unterhalb des Staudammes liegt. Der Tunnel soll 9 m Lichtweite bekommen und 500 cbm in der Sekunde fördern. Ein Betondamm als Staumauer würde schätzungsweise 50 000 000 £ kosten. Deshalb ist man auf einen eigenartigen Ausweg verfallen: Oberhalb des Dammes sollen die Steilklippen der Flußufer abgesprengt werden, die von selbst in den Canon stürzen und einen natürlichen Damm bilden sollen. Seine Fugen werden sich ohne weiteres Zutun durch feine Gesteinsteile hinreichend dicht versetzen. Man rechnet damit, daß die erste Sprengung 15 000 000 cbm Felsmaterial in das Flußbett befördern wird. Der fertige Damm dürfte dagegen etwa 40 000 000 cbm Masse erfordern, wobei die Höhe 210 m und seine Dicke in der Sohle 1700 m messen wird. Die Böschungsneigung ist dabei auf der Oberwasserseite 3:1, auf der Unterwasserseite 4:1, am Fuße 6:1 angesetzt. Die Kosten werden bei dieser Ausführungsart im ganzen auf etwa nur die Hälfte des Betonbauwerkes veranschlagt. (Nach Engineering vom 11. 8. 22.) Gl.

## Tonerde-Zement, seine Entwicklung, Verwendung und Herstellung.

Über dieses Thema enthält die Oktobernummer der Zeitschrift „Cement and Engineering News" (Chicago) einen Aufsatz von S. Spackmann (Philadelphia), dem Entdecker der in Frankreich immer mehr in Gebrauch kommenden Tonerde-Zemente.

Vor etwa 20 Jahren beobachtete Spackmann, daß Zemente, die nur aus Kalziumaluminaten mit niederen Kalkgehalten bestanden, eine höhere Festigkeit entwickelten als Portlandzement. War der Kalkgehalt dieser Aluminate höher, als er dem Monokalziumaluminat entspricht, so band das Präparat zu rasch ab; war er geringer, so band es langsamer ab; standen Kalk und Tonerde etwa im richtigen Verhältnis (1:1), so entstanden bei Schwachbrand Schnellbinder, bei scharfem Brande Langsambinder. Die schnell bindenden Mono- und Dikalziumaluminate wurden durch mechanische Zumischung von Aluminaten mit niederem Kalkgehalte langsam bindend. Sowohl diese Gemische wie auch die kalkarmen Aluminate selbst zeigten eine sehr kurze Erhärtungsperiode und entwickelten z. B. nach 24 Stunden Festigkeiten, die diejenigen des Portlandzementes nach 28 Tagen übertrafen: und dabei konnte der Kalkgehalt auf 1 Molekül gegenüber 3 Molekülen Tonerde herabgesetzt werden, ohne daß sich die erwähnten Eigenschaften wesentlich geändert hätten. Die Anwesenheit von Eisenoxyd bis zu 10 vH. schien fördernd zu wirken, während Kieselsäure die Festigkeit herabsetzte. Diese Tonerdezemente widerstanden gelösten Säuren und Seewasser sehr gut, die kalkärmeren besser als die kalkreicheren; sie verbanden sich mit Kalkhydrat, verursachten schnelles Erhärten des Kalkmörtels und erhöhten, in verhältnismäßig geringen Mengen zu natürlichen und Puzzolanzementen zugesetzt, deren Anfangsfestigkeit beträchtlich.

Zu diesen auf den praktischen Erfolg abzielenden Versuchen waren keine reinen Materialien, sondern handelsübliche Bauxite verwendet worden. Die Aluminate wurden in einem kleinen Schachtofen erbrannt oder in einem Graphittiegel im Flammofen geschmolzen. An Stelle der teuren Bauxite kamen später die 30 vH. Tonerde enthaltenden Schlacken der Pennsylvania Steel Co. zur Verwendung, welche durch geeignete Behandlung hinreichend reaktionsfähig gemacht werden konnten.

Im Jahre 1912 wurden auf Grund von Bieds Laboratoriumsversuchen von der Firma J. & A. Pavin Lafarge geschmolzene Monokalziumaluminat-Zemente unter dem Handelsnamen „Cement-Fondu" auf den Markt gebracht.

P. H. Bates hat mikroskopische und physikalische Untersuchungen über die beim Brennen und Hydratisieren der Aluminate entstehenden Verbindungen angestellt (Technologic Paper 197). Sie bestätigten die oben erwähnten Tatsachen und ergaben ferner, daß die Hydration der Aluminate mit niederem Kalkgehalte auf der Bildung von Kalziumhydroaluminat und Aluminiumhydrat beruht, daß das rasche Erhärten auf die schnelle Hydration der Aluminate und die hohe Festigkeit auf die Vollständigkeit der Hydration und Bildung großer Mengen kolloider Stoffe zurückzuführen ist. Infolge der Empfindlichkeit dieser Kolloide gegenüber Schwankungen der Feuchtigkeit dürften aber die Tonerdezemente der Wirkung des Wassers nur unvollkommen standhalten. In Wasser gelagerte Versuchskörper sollen nach Bate dementsprechend eine wesentliche Verminderung der Festigkeit gezeigt haben. Dieses Ergebnis steht sowohl mit den von Spackmann und Bieds als auch mit den in Frankreich während zehnjähriger Dauer gemachten praktischen Erfahrungen in Widerspruch.

Mit dem Ende des Krieges kamen in Frankreich Tonerdezemente wieder in den Handel. Zwei Firmen beschäftigen sich gegenwärtig mit der Fabrikation, „J. & A. Pavin Lafarge" und das „Bureau D'Organisation Economique". Bei der ersteren der beiden Firmen wurden im Jahre 1919 ohne vorherige Feinmahlung Koks, Kalkstein und Bauxit in den Schachtofen gebracht. Das geschmolzene Material wurde in derselben Weise entnommen wie Schlacke aus dem gewöhnlichen Gebläseofen. Die Farbe aller im Handel befindlichen Tonerdezemente ist infolge des Gehaltes an Eisen viel dunkler als diejenige der Portlandzemente. Die zweite der erwähnten Firmen stellt ihren „Cement Electric" in einem elektrischen Ofen her. Nach Angabe der Firma enthält dieser „Cement Electric" Monokalziumaluminat nebst bestimmten Mengen von Kieselsäure und Eisenoxyd. Er besitzt alle eingangs erwähnten Vorzüge der Tonerdezemente. Beton aus 1 Teil Zement, 1 Teil Sand und 3 Teilen Kies zeigte nach 3 Tagen 544 kg/cm² Druckfestigkeit, nach 28 Tagen 617 kg/cm², nach 3 Monaten 652 kg/cm² und von da an noch geringe Zunahme mit dem Alter. Etwas sandreichere Mischungen ergaben ein wenig geringere Festigkeiten. Bei statischen Berechnungen wird, den höheren Festigkeiten entsprechend, für die Druckbeanspruchung nun 160 kg/cm² zugrunde gelegt an Stelle der Zahl 50 kg/cm² bei Verwendung von Portlandzementen. Infolge des höheren Preises wird der Tonerdezement in Frankreich bis heute für Qualitätsarbeiten verwendet, für Ausbesserungen an Straßenpflastern, für Böden von Fabrikanlagen, für Maschinenfundamente, eilige Umbauten (Entschalung ist bereits nach 48 Stunden möglich), für Arbeiten im Wasser, das schädliche Stoffe enthält, für Caissons und dgl.

Die Umstellung irgendeiner Portlandzementfabrik auf die Herstellung von Tonerdezement wäre ohne Änderung der Fabrikanlagen möglich. Auch die Betriebskosten würden, abgesehen vom Preise der Bauxite, keine wesentlich anderen sein. Das Trockenverfahren würde jedoch infolge von Verstäubung des teueren Rohmaterials nicht ökonomisch sein. Für Tonerdezement wird das Zwei- bis Dreifache des Portlandzementpreises bezahlt. Diese Mehrkosten sollen angeblich zum Teil aufgewogen werden durch die Ersparnis an Zeit und an Verschalungen und könnten noch weiter reduziert werden durch Wahl schwächerer Abmessungen.

Dr.-Ing. Zimmermann, Karlsruhe i. B.

## Bohrkerne als Betonprobe von Betonstraßen.

Wie mehrfach berichtet, bauen die Amerikaner jetzt außerordentlich viel Beton- und Eisenbetonstraßen. Namentlich die Überlandstraßen erhalten mit Rücksicht auf den Autoverkehr, zu dem seit kurzem der schwere Lastkraftwagenverkehr gekommen ist, Betonfahrbahnen. Die Straßenbaubehörde des Staates Nord-Carolina hat eine eigenartige Probe eingeführt, die vor der Abnahme einer fertiggestellten Straße und ihrer Abrechnung aus der Fahrbahn entnommen und untersucht wird. An der Rückseite eines Lastautos ist eine lotrecht wirkende Bohranlage untergebracht, die aus der Betonfahrbahn einen Betonkern von etwa 15 cm Stärke herausbohrt. Das Bohrwerkzeug ist ein Hohlbohrer, der 200 Umdrehungen in der Minute macht und eine 20 cm starke Betonplatte in 20—30 Minuten durchbohrt. Die an beliebigen Stellen entnommenen Bohrkerne werden in der Versuchsanstalt auf Druck und auf ihre Zusammensetzung untersucht. Auf dem Kraftwagen ist ferner eine kleine Betonmischanlage untergebracht. Mit ihrer Hilfe werden an Ort und Stelle Beton-Vollzylinder hergestellt, im Durchmesser etwas schwächer als der der Bohrung, und mit feinem Zementmörtel in die Bohrlöcher eingesetzt, um die Straßenoberfläche wieder zu schließen. (Eng. News Record v. 3. 8. 22.) Gl.

## Um mangelhafte Betonböden zu härten,

sind laut „Cement and Engineering News" vom Juni 1922 Wasserglas und Aluminiumsulfat zu empfehlen. Das Bureau of Standards gibt folgende Rezepte an:

Käufliches, 30—40 vH Wasserglas wird mit der vierfachen Menge Wasser verdünnt. Etwa 20 Liter der Mischung reichen für einen einmaligen Anstrich von 100 qm. Man reinigt den Boden zunächst gründlich, läßt vollkommen trocknen, trägt die Mischung mit einem Wischlappen oder Haarbesen auf und reibt sie einige Minuten lang ein. Nach Pausen von 24 Stunden wiederholt man den ganzen Vorgang noch zwei- oder dreimal.

In 4,5 Liter Wasser löst man etwa 1100 g gepulvertes Aluminiumsulfat auf und säuert mit 10 ccm Schwefelsäure an. Man benutzt ein Holzfaß oder ein Gefäß aus Steingut. Die Lösung reicht für 10 qm Bodenfläche. Das Verfahren ist dasselbe wie bei Wasserglas. Die Lösung wird vor dem Gebrauch mit dem zweifachen Volumen Wasser verdünnt. Nach dreimaliger Anwendung wird die Bodenfläche mit heißem Wasser gescheuert.

Dr. Zimmermann, Karlsruhe.

## Festigkeit von Mörtel, wenn das Verarbeiten desselben erst einige Zeit nach dem Anmachen erfolgt.

Hierüber berichtet Professor Durst von der Universität Akron (Ohio) in „Cement and Engineering News" vom Juni 1922:

Mörtel 1 : 3 blieb nach dem Mischen stehen; nach Zeiträumen von je einer Stunde wurden Druck- und Zugkörper hergestellt. Die Druck- und Zugfestigkeiten sind in Kolonne 1 und 2 zusammengestellt. Die Versuche der Kolonnen 3 und 4 unterscheiden sich von den bereits erwähnten Versuchen nur dadurch, daß bei der Herstellung der Mörtelkörper nach den angegebenen Zeiten der Mörtel nochmals durchgemischt wurde, während bei den Versuchen der Kolonnen 5 und 6 jedesmal noch eine kleine Menge Wasser zugefügt wurde. Weitergehende Schlüsse zieht der Autor weder aus dieser noch aus zwei weiteren, ähnlichen Versuchsreihen.

Die Festigkeiten sind in kg pro $qcm^2$ angegeben.

| Zeit der Herstellung | Nicht nochmals gemischt | | Nochmals gemischt | | mit Wasser versetzt | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Druckfestigkeit | Zugfestigkeit | Druckfestigkeit | Zugfestigkeit | Druckfestigkeit | Zugfestigkeit |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Normal | 267,3 | 25,21 | 196,1 | 22,88 | 219,2 | 19,47 |
| 1 Stunde | 277,3 | 26,30 | 260,8 | 25,79 | 203,2 | 23,39 |
| 2 Stunden | 293,3 | 26,88 | 259,8 | 31,38 | 234,6 | 16,13 |
| 3 „ | 278,3 | 27,02 | 244,8 | 25,35 | 210,3 | 22,23 |
| 4 „ | 278,7 | 26,66 | 206,3 | 22,95 | 259,8 | 24,26 |
| 5 „ | 213,2 | 22,88 | 197,0 | 25,13 | 262,7 | 24,12 |
| 6 „ | 164,0 | 17,65 | 141,5 | 14,75 | 271,7 | 23,61 |
| 7 „ | 157,7 | 17,07 | 126,5 | 12,35 | 240,6 | 26,01 |
| 8 „ | 109,7 | 11,33 | 58,1 | 8,79 | 260,4 | 23,25 |

Die angeführten Zahlen zeigen jedenfalls, daß bereits nach 8-stündigem Stehen des Mörtels vor der Verarbeitung auch bei nochmaliger Durchmischung die Druck- und Zugfestigkeit auf etwa 30—40 vH sinkt, während bei nochmaligem Zusatz einer geringen Menge Wasser eher eine Erhöhung der Festigkeiten zu verzeichnen ist.

Ähnliche Ergebnisse enthält der Bericht des V.D.P.C.F. vom Jahre 1907 (vgl. E. Probst, Vorlesungen über Eisenbeton I. S. 71), wonach die Druckfestigkeit nach 12 stündigem Stehen des Mörtels auf nahezu 50 vH, nach 24 stündigem Stehen auf nur 10 vH herabsank. Auch bei der Zugfestigkeit wurde eine Abnahme je nach dem Beginn der Verarbeitung bemerkt; jedoch war diese nicht so in die Augen fallend wie bei der Druckfestigkeit.

Dr. Zimmermann, Karlsruhe.

## Prüfe deinen Sand,

mahnt „Cement and Engineering News" vom Juni 1922.

Nach den Ergebnissen der Amerikanischen Gesellschaft für Materialprüfung sind es meist organische Verunreinigungen, nämlich Humussubstanzen, die für die schlechte Bewährung der Bausande verantwortlich zu machen sind. Eine einfache, billige und leicht durchführbare Prüfmethode wird angegeben: Man füllt etwa 120 ccm Sand in eine Glasflasche, gibt Natronlauge 3 vH hinzu, bis das Gesamtvolumen etwa 200 ccm beträgt, schüttelt tüchtig durch und läßt 24 Stunden stehen. Bleibt die Lösung farblos oder wird sie nur schwach gelb, so ist der Sand frei von Humussubstanzen. Tritt jedoch eine dunkle Farbe auf, so soll der Sand nicht verwendet werden.

Dr. Zimmermann, Karlsruhe.

## Diagramme zur Dimensionierung von Stützen aus Flußeisen.

Ing. Herm. Borges, Frankfurt a. Main.

Im Heft 20 des „Bauingenieur" d. Jahrg. wurde die Stützendimensionierung nach Tetmajer mittels Diagramm erläutert. Es soll hier eine Art von Stützendiagrammen gezeigt werden, die vor allem dazu dienen soll, sofort erkennen zu können, ob die Stütze nach Euler oder Tetmajer zu untersuchen ist.

Es sind für die Profile einmal die Grenzwerte nach den amtlichen Bestimmungen eingetragen $J_{min} = 2{,}38\ Pl^2$ und $\sigma = 1200\ kg/cm^2$ für fünffache Sicherheit, andererseits die Werte nach Tetmajer mit 2,5-facher Sicherheit.

Ein Beispiel möge die Benutzung des Diagrammes näher erläutern.

Eine Stütze sei zu dimensionieren für eine Last $P = 115$ t und eine Knicklänge von 6,50 m. Nach den amtlichen Bestimmungen genügten 2 ⊐⊏ Nº 28. Nun liegt der Schnittpunkt von 115 t und 6,50 m innerhalb der schraffierten Zone. (Hier der Deutlichkeit halber eingetragen, d. h. rechts der zugehörigen Tetmajer-Kurve.) Es sind also 2 ⊐⊏ Nº 30 zu wählen. Hiermit ist auch gleichzeitig der zur Benutzung der Tetmajer-Formel nötige Wert F und i gegeben. Es ergibt sich

für $l = 6.50$ m; $P = 115$ t; $i = 11{,}69$ cm;

$$\sigma = \frac{115\,000}{117{,}6} = 977{,}9\ kg/cm^2 \qquad n = \frac{3100 - 11{,}4 \cdot \frac{650}{11{,}69}}{977{,}9} = 2{,}53\ \text{fach.}$$

Wie leicht erkenntlich, liegt der Schnittpunkt von 115 t und 6,50 m nahe an der Grenzkurve für 2 ⊐⊏ Nº 30, bei 116 t würde genau 2,5fache Sicherheit herrschen.

Es ist also bei jeder Belastung und Stützenlänge eindeutig zu sehen, einerseits ob Euler oder Tetmajer gültig, andererseits um wieviel sich die Belastung noch erhöhen darf, damit genügende Sicherheit vorhanden ist.

Wie hier für 5fache Sicherheit gezeigt ist, lassen sich in gleicher Weise Diagramme für Fachwerksstäbe mit 4facher Sicherheit ($J_{min} = 1{,}9\ Pl^2$) aufstellen für alle Profile.

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Der Eisenbau.

Monatsschrift für das gesamte Eisenbauwesen.
Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig.

Die Mitte Januar 1923 erschienene Nummer 12 des Jahrganges 1922 des „Eisenbau" bringt die kurze Mitteilung: „Mit Heft 12 des XIII. Jahrganges stellt der „Eisenbau" vorläufig sein Erscheinen ein." Wenn auch allen denen, die einen Einblick in die schwere Not unserer technischen Zeitschriften haben, diese Nachricht nicht unerwartet kommt, so wird sie doch bei vielen der Fachgenossen herzliches Bedauern auslösen, hat doch in den vergangenen Jahrgängen, namentlich unter der Leitung von Dr. Bleich, Dr. Fischmann und Dr. Andreé, die Zeitschrift Hervorragendes für die Theorie des Eisenbaues und dessen Praxis gebracht und diese Bauten zum Allgemeingut der Techniker gemacht. Was im besonderen in den Jahren 1910—1914 im Eisenbau in Deutschland Großes geschaffen ist, sowohl im Brücken- wie auch im Hochbau, das findet sich in vorbildlicher Weise in der Zeitschrift wiedergegeben, die als ein erstklassiges Archiv in diesem Sinne angesprochen werden muß. Noch in späteren Jahren wird man auf den „Eisenbau" stetig zurückgreifen, nicht nur, wenn es sich um den Werdegang der deutschen Eisenkonstruktionen handelt, sondern um aus ihm Vorbilder, Anregungen und Kenntnisse von bleibendem Werte zu entnehmen und zu schöpfen.

Anerkennender Dank soll aber auch dem Verlag Wilhelm Engelmann, Leipzig, für die vielen Opfer ausgesprochen werden, die dieser im Laufe der langen Jahre, namentlich aber in der letzten Zeit. für die Zeitschrift im Interesse der technischen Wissenschaft und der konstruktiven Fortentwicklung des Eisenbaues gebracht hat. Diese Opfer werden ihm die Fachkollegen immerdar danken. M. F.

## Aufruf!

Der Verein Deutscher Ingenieure erläßt in Nr. 4 seiner Zeitschrift folgenden Aufruf, den wir seinem Wunsche gemäß gern zum Abdruck bringen:

Westfalens Ingenieure!

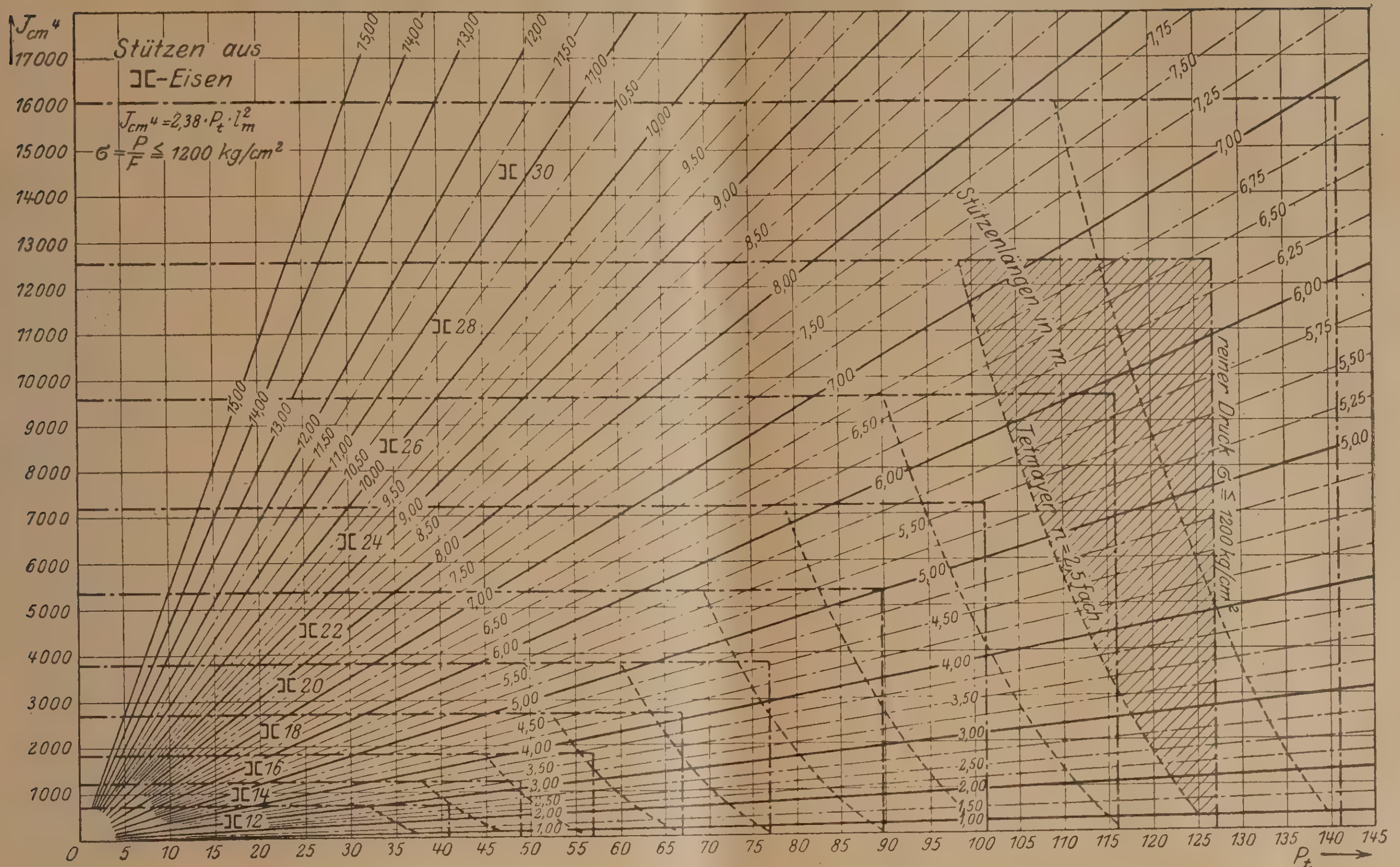
In die Hochburg deutscher Ingenieurkunst sind die Heere Frankreichs und Belgiens eingebrochen. Das wehrlose Land friedlicher, industrieller Arbeit durchziehen Tanks, Kanonen und Maschinengewehre, Infanterie und Kavallerie-Brigaden „zum Schutz französischer Ingenieure".

Die Gewalt greift roh in Eure Arbeit und bedroht die Grundlage Eures Schaffens. Ihr aber, Ihr Männer der Roten Erde, tut aufrecht Eure deutsche Pflicht. Wir wissen uns eins mit Euch. Mit der unerschütterlichen Sachlichkeit unseres Berufes werdet Ihr mit dem geistigen Rüstzeug, das kein Feind gegen Euren Willen in seinen Dienst zwingen kann, für unser Recht: deutsch zu sein und zu bleiben immerdar, eintreten. „Noch ist die Freiheit nicht verloren, solang ein Herz sie heiß begehrt!" Glück auf!

Berlin, den 18. Januar 1923.

Der Vorstand des Vereins Deutscher Ingenieure.
G. Klingenberg, Vorsitzender.
G. ter Meer, Vorsitzender-Stellvertreter. G. Lippart, Kurator.
R. Bosch. E. Goos. G. Hammer. E. Heidebroek. O. Klein.
M. Kuhlemann. X. Mayer. R. Werner.
Die Direktoren: C. Matschoß, D. Meyer, W. Hellmich.

Diagramme zur Dimensionierung von Stücken aus Flußeisen.




Tafel I.

$J_{cm^4}$

Stützen aus
][-Eisen
$J_{cm^4} = 2{,}38 \cdot P_t \cdot l_m^2$
$\sigma = \frac{P}{F} \leq 1200\ kg/cm^2$

][ NP. 16
][ NP. 14
][ NP. 12
][ NP. 10
][ NP. 8

$P_t$

Tafel II.

## Einweihungsfeier des Forschungsinstituts der Hüttenzementindustrie.

Am 19. Dezember 1922 wurde das neue, vom Verein deutscher Eisenportlandzementwerke und vom Verein deutscher Hochofenzementwerke ins Leben gerufene „Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie" in Düsseldorf, Roß-Straße 107, feierlich eingeweiht. Hierzu hatten Vertreter entsandt: das Reichsverkehrsministerium, das Wohlfahrtsministerium, das Staatliche Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem, die Stadt Düsseldorf, der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton, der Deutsche Betonverein, der Deutsche Zementbund, der Verein Deutscher Eisenhüttenleute, der Roheisenverband, die Nordwestliche Gruppe des Vereins deutscher Eisen- und Stahlindustrieller, der Rheinisch-westfälische Zementverband, die Süddeutsche Zementverkaufsstelle und die Verkaufsvereinigung rheinischer Hochofenzementwerke.

In seiner Eröffnungsansprache gab der Vorsitzende des Verwaltungsrates des Forschungsinstituts, Direktor Schruff, Gelsenkirchener Bergwerks-A. G. in Duisburg-Hochfeld, ein ausführliches Bild über den Entwicklungsgang der Hüttenzemente und die Entstehungsgeschichte des Institutes. Er wies nach kurzer Begrüßung der Ehrengäste und vertretenen Körperschaften darauf hin, daß gerade 60 Jahre verflossen seien, seit Langen auf der Friedrich-Wilhelmshütte in Troisdorf der Nachweis gelungen sei, daß Hochofenschlacke hydraulische Eigenschaften besitze. Er berichtete weiter über die Arbeiten von Fr. W. Lürmann zur Herstellung von Schlackensteinen aus granulierter Hochofenschlacke und über die Ausbildung der weiteren Verfahren, die heute noch auf vielen Hüttenwerken zur Herstellung der wertvollen Schlackensteine, die Ziegelsteine vollständig zu ersetzen vermögen, angewandt werden.

Sodann gab Direktor Schruff einen Überblick über die Geschichte des Eisenportlandzementes und des Hochofenzementes; er erwähnte die Forschungen von Michaelis in den achtziger Jahren und die Bestrebungen des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten, der die Hochofenschlacke als zur Zementfabrikation untauglich erklärte. Redner wies darauf hin, wie trotz allen Widerstandes allmählich der Eisenportlandzement Eingang und ministerielle Anerkennung gefunden und wie auch der Hochofenzement als hochwertiges hydraulisches Bindemittel sich durchgesetzt habe. Dann wurden die Bemühungen geschildert, die zum Zusammenschluß der gesamten deutschen Zementindustrie in dem Wissenschaftlichen Ausschuß führten mit dem Ziele der Errichtung eines allgemeinen Zementforschungsinstitutes. Diese Bestrebungen sind jedoch gescheitert. Es erwies sich als zweckmäßiger, wenn die beiden Vereine, welche aus Hochofenschlacke Hüttenzement, d. h. Eisenportlandzement und Hochofenzement, darstellen, in dieser Richtung selbständig vorgingen und sich eine eigene Forschungsstätte gründeten.

Nach einem kurzen Hinweis auf die wirtschaftliche Bedeutung der beiden Vereine übergab Direktor Schruff das Institut den beiden Direktoren, Herrn Dr. Guttmann und Herrn Dr. Grün, mit dem Wunsche, daß es sich weiter entwickeln möge zum Segen der deutschen Eisenindustrie, und daß es im wahrsten Sinne des Wortes Baustoffe und Bausteine liefern möge zum Wiederaufbau unserer Wirtschaft und zum Segen des ganzen deutschen Vaterlandes.

Weiterhin sprachen Herr Baurat Schilling im Namen der Stadt Düsseldorf, Herr Geheimer Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Gary für das Staatliche Materialprüfungsamt, Herr Generaldirektor Dr. Vögler im Auftrag des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute und Herr Baurat Dr.-Ing. Riepert im Namen der gesamten Zementindustrie. Den Dank für das Vertrauen, das dem neuen Institut entgegengebracht wurde, brachte sodann Herr Dr. Guttmann zum Ausdruck.

Zum Schluß erfolgte ein Rundgang durch das Institut, das mit allen zeitgemäßen Einrichtungen für die Untersuchung von Zementen und anderen Bindemitteln, ferner von Hochofenstückschlacken und sonstigen Baustoffen ausgestattet ist.

## 25jähriges Bestehen der Vereinigten Steinwerke G. m. b. H., Kupferdreh.

Auf ein 25jähriges Bestehen konnte im Oktober v. J. die Firma Vereinigte Steinwerke G. m. b. H., Kupferdreh, zurückblicken. Die Firma, die heute als ein führendes Werk der Steinputz- und Edelputz-Industrie gilt und neben diesen Erzeugnissen in bedeutendem Umfange sich mit der Herstellung von Kunststeintreppenanlagen sowie mit der Fabrikation von Platten in Hartbasalt befaßt, wurde als ein Unternehmen der Firma Heinrich Graef aus Mülheim-Selbeck gegründet. Wenige Jahre später übernahmen die Herren Th. Narjes, der jetzige Leiter, und Dr. Bender die Firma zusammen mit Herrn Herm. Arns, jetzt Mitinhaber der Firma Hüser & Co., Obercassel-Siegkreis.

---

# PATENTBERICHT.

Vorbemerkung.

Die erste Ziffer bezeichnet bei den bekanntgemachten Anmeldungen (A) die Klasse mit Angabe der Gruppe. Dann folgt das Aktenzeichen; bei allen Eingaben ist dieses Aktenzeichen an erster Stelle anzuführen.

Der weiter genannte Anmelder hat für den angegebenen Gegenstand an dem an letzter Stelle bezeichneten Tage die Erteilung eines Patents nachgesucht. Für den Gegenstand der Anmeldung treten mit der Bekanntmachung zugunsten des Patentsuchers einstweilen die gesetzlichen Wirkungen des Patents ein.

Innerhalb der Frist von zwei Monaten nach der Veröffentlichung, die am Tage nach der Bekanntmachung im Reichsanzeiger zu laufen beginnt und mit Ablauf des die gleiche Nummer wie der Tag der Veröffentlichung tragenden Tages im übernächsten Monat endigt, kann gegen die Erteilung des Patents Einspruch erhoben werden.

Gedruckte Patentschriften erscheinen erst nach Erteilung des Patents; sie können erst dann bestellt werden. Bestellungen sind an das Reichspatentamt, Berlin SW 61, zu richten. Sie müssen das Patent nach Nummer, Namen und Gegenstand angeben. Der Preis der einzelnen Patentschrift ist 2 M, beim Bezuge von mindestens 20 Stück einer Nummer oder bei Vorbestellungen auf einzelne Klassen, Unterklassen oder Gruppen je 1 M.

Bei den erteilten Patenten (B) ist ebenfalls zunächst Klasse und Gruppe angegeben; dann folgt die Nummer, unter der das Patent und Name und Adresse desjenigen, für den es in die Patentrolle eingetragen ist. Daran schließt sich die Bezeichnung des Patents an. Das beigefügte Datum gibt den Beginn der Dauer des Patents an. Den Schluß bildet das Aktenzeichen.

Sowohl bei den bekanntgemachten Anmeldungen (A) wie bei den erteilten Patenten (B) bedeutet die Angabe eines fremden Landes unter Hinzufügung eines Tages, daß für die Anmeldung die Priorität auf Grund einer Anmeldung in dem genannten Lande von dem betr. Tag in Anspruch genommen wird.

---

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. Nov. 1922.

Kl. 19a, Gr. 22. H 81 014. Valdemar Hansen u. Ludwig Schuller, Wien; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Eisenbahnoberbau mit in Beton eingebetteten Schienenauflagerstühlen. 15. V. 20.

Kl. 20k, Gr. 9. S 59 702. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Geteilte Hängedrahtklemme für Fahrleitungen elektrischer Bahnen mit Kettenlinienaufhängung. 5. V. 22.

Kl. 80a, Gr. 7. B 91 093. Ewald Berger-Scherer, Luzern; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. C. Landeskroener, Pat.-Anw., Dresden. Vorrichtung zur Herstellung von Straßenmakadam. 7. X. 19. Schweiz 24. I. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 13. Nov. 1922.

Kl. 5d, Gr. 5. C 31 685. Paul Csiszar, Baglyasalja, Ung.; Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler u. E. Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Bremsberg zur Grubenförderung. 14. II. 22. Ungarn 12. XII. 21.

Kl. 37b, Gr. 5. H 85 802. Rudolf Hensel, Weimar. Knotenpunktverbindung für Holzkonstruktionen. 13. VI. 21.

Kl. 37b, Gr. 5. K 79 899. Karl Korbsch, Tarnowitz, Polen; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Zimmerstädt, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Ringdübel für gelenkige Holzverbindungen. 17. XI. 21.

Kl. 65b, Gr. 2. M 78 409. Max Müller, Hamburg, Trostbrücke 2. Schwimmdock. 15. VII. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. Nov. 1922.

Kl. 19d, Gr. 1. K 72 681. Dipl.-Ing. Erich Künzel, Charlottenburg, Schillerstr. 14/15. Einrichtung zum Durchleiten von Wasser durch Mauerwerk. 14. IV. 20.

Kl. 20i, Gr. 8. B 104 836. Bochumer Verein für Bergbau und Gußstahlfabrikation. Zungenweiche. 10. V. 22.

Kl. 20i, Gr. 9. P 44 309. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock u. Georg Schönborn, Köln, Pantaleonswall 12. Weichensicherung für Elektrohängebahnen. 29. V. 22.

Kl. 20i, Gr. 11. P 13 087. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin. Elektrische Antriebe für Weichen und Signale. 10. VI. 22.

Kl. 20i, Gr. 17. C 31 525. Dr. Alexander Coppola-Fabrizj, Berlin, Adolfstr. 12b. Einrichtung zum selbsttätigen Umstellen von Weichen elektrischer Bahnen. 29. XII. 21.

Kl. 20i, Gr. 17. H 89 940. Robert Horst, Hagen i. W., Rathausstr. 11. Elektromagnetische Weichenstellvorrichtung. 26. V. 22.

Kl. 20i, Gr. 28. S 59 780. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Sperrvorrichtung für elektrische Blockfelder. 15. V. 22.

Kl. 20 i, Gr. 35. B 105 776. Karl Beyermann, Haida, Böhmen; Vertr.: Oskar Wünsche, Heidenau-Nord b. Dresden. Elektrische Zugsicherung mit gegen Einfrieren geschützten Kontaktrollen. 5. VIII. 22.

Kl. 20 i, Gr. 38. C 31 526. Dr. Alexander Coppola-Fabrizj, Berlin, Adolfstr. 12b. Lichtsignaleinrichtung für elektrische Bahnen. 29. XII. 21.

Kl. 38 h, Gr. 2. F 51 567. Dr. Franz Fischer, Mülheim, Ruhr. Kaiser-Wilhelm-Platz 2. Verfahren zum Imprägnieren von Holz. 15. IV. 22.

Kl. 84 c, Gr. 3. W 56 363. Manley A. White, Beverly, V. St. A., Vertr.: F. Schwenterley, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Taucherglocke für Unterwasserarbeiten. 4. X. 20.

Kl. 85 c, Gr. 6. A 35 312. Abwasser- und Wasserreinigungsgesellschaft m. b. H. Posseyer & Niesen, Essen-Bredeney. Verfahren und Vorrichtung zur Entfernung wasserarmen Klärschlamms unter Wasser. 29. IV. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. Nov. 1922.

Kl. 5 b, Gr. 12. A. 37 707. Clemens Abels, Berlin, Klopstockstr. 51 Tagebauanlage mit Bunker im Schwenkpunkt und Rundlaufbetrieb; Zus. z. Anm. A 36 219. 11. V. 22.

Kl. 20 g, Gr. 3. M 79 206. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Anlage zum Versetzen von Fahrzeugen auf sich schneidenden Gleisen. 4. X. 22.

Kl. 20 i, Gr. 9. R 55 292. Franz Rudolph, Essen, Ruhr, Bentheimer Str. 11. Weiche für Hängebahn-Anlagen. 6. III. 22.

Kl. 80 a, Gr. 33. P38 316. The Pioneer Manufacturing Company, Waterloo, V. St. A.; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. H. Caminer, Berlin W 62, u. Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Vorrichtung zur Herstellung der glockenförmigen Enden von Kanalisationsröhren. 28. VIII. 19. V. St. Amerika 8. I. 17.

Kl. 80 a, Gr. 53. H 80 861. The Hume Pipe & Concrete Construction Company Limited, London; Vertr.: Hans Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Maschine zur Herstellung von Rohren Rohrstücken u. dgl. aus Zement oder ähnlichen formbaren Massen durch Fliehkraft in kreisenden Formen. 4. V. 20. England 25. IX. 13.

Kl. 84 c, Gr. 5. B 88 042. Baugesellschaft Möbus & Co., G. m. b. H., Charlottenburg. Verfahren zum Verlegen der wasserdichten Einlage bei Wänden von Unterpflastertunneln. 20. XII. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 13. Nov. 1922.

Kl. 19 d, Gr. 3. 366 908. Forges de Bellecourt, Société Anonyme, Manage, Belg.; Vertr.: J. Havemann, Pat.-Anw., Nürnberg. Knotenpunktausbildung eiserner Brückenträger ohne Schrägstäbe. 11. XII. 20. F 48 187.

Kl. 20 i, Gr. 5. 367 285. Arminius Vertriebsgesellschaft m. b. H., Coswig i. Sa. Weichenhakenschloß. 1. IV. 22. A 37 472.

Kl. 20 i, Gr. 20. 366 909. Hasler A.-G. vormals Telegraphen-Werkstätte von G. Hasler, Bern; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Wegschranke mit Schlagbaum. 16. IV. 22. H 89 481. Schweiz 20. IV. 21.

Kl. 37 b, Gr. 3. 367 103. Dr.-Ing. Fritz Emperger, Wien; Vertr.: Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Mast. 24. VI. 21. E 26 782. Österreich 5. I. 21.

Kl. 37 b, Gr. 5. 367 104. Claudius Pelisson, St. Etienne, Loire, Frankr.; Vertr.: Alexander Simonowitz, Berlin-Friedenau, Lefevrestr. 26. Vorrichtung zum Aufhängen von Gegenständen an Decken. 10. XII. 20. P 41 111. Italien 5. VIII. 20.

Kl. 37 b, Gr. 5. 367 105. Charles Theune, Zehlendorf, Wannseebahn, Grunewaldallee 17. Verfahren zum Eindrehen von Schrauben in feste Steinmassen. 9. II. 22. T 26 252.

Kl. 80 a, Gr. 13. 367 198. Albert Ficker, Chemnitz, Kyffhäuserstr. 12. Stampfmaschine. 28. IX. 19. F 45 402.

Kl. 80 b, Gr. 19. 366 697. Chemisches Laboratorium für Tonindustrie und Tonindustrie-Zeitung Prof. Dr. H. Seger & E. Cramer, G. m. b. H. Berlin. Verfahren zur Beseitigung weißer Ausschläge auf Ziegel- und Zementwaren. 9. V. 15. C 25 618.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. Nov. 1922.

Kl. 5 b, Gr. 12. 367 688. Fritz Kegel, Alversdorf, Kr. Helmstedt. Verfahren und Vorrichtung zur Steigerung der Förderleistung im Braunkohlentagebau. 11. V. 22. K 77 536.

Kl. 19 a, Gr. 4. 367 541. Kurt Matthaei, Leipzig, Demmeringstr. 52. Gleisoberbau. 2. X. 20. M 71 028.

Kl. 19a, Gr. 20. 367 701. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Rillenschiene mit umkehrbarer Zwangschiene. 17. III. 22. K 81 232.

Kl. 19 a, Gr. 24. 367 542. Theodor Bußmann, Essen, Ruhr, Klementinenstr. 49. Einrichtung zur Befestigung von Grubenschienen auf hölzernen Schwellen. 17. IX. 19. B 90 809.

Kl. 20 a, Gr. 14. 367 348. Société Anonyme Ateliers Otis-Pifre, Paris; Vertr.: Abrahamsohn, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Schleppsystem mit schräg zum Schlepper angeordnetem Schlepptau. 23. X. 20. S 54 524. Frankreich 22. IV. 20.

Kl. 20 i, Gr. 11. 367 544. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Sicherheitseinrichtung für elektrischen Weichen- und Signalantrieb; Zus. z. Pat. 362 261. 13. V. 22. O 13 015.

Kl. 20 i, Gr. 38. 367 703. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Selbsttätige elektrische Schaltung für Lampensignale; Zus. z. Pat. 354 642. 5. II. 22. S. 58 804.

Kl. 20 i, Gr. 41. 367 704. Bernhard Prümers, Weimar, Gerberstr. 18. Alarmsignal auslösende elektrische Sicherungseinrichtung für Gleisschienenverbindungen. 10. III. 22. P 43 819.

Kl. 37 e, Gr. 13. 367 454. Fritz Heide, Essen, Ruhr, Bahnhofstr. 38. Vorrichtung zur Verteilung von Beton an Baustellen mit in einer Kransäule angeordneter senkrechter Fördervorrichtung und heb- und senkbarem Auslegerarm. 9. VIII. 19. H 77 929.

Kl. 37 f, Gr. 7. 367 455. Dr.-Ing. Franz Schlüter, Dortmund, Märkische Str. 59. Vorrichtung zum Heben von Baukörpern. 29. III. 22. Sch 64 553.

Kl. 65 b, Gr. 2. 367 403. Max Müller, Hamburg, Trostbrücke 2. Schwimmdock; Zus. z. Pat. 350 081. 7. V. 22. M 66 654

Kl. 84 a, Gr. 3. 367 530. Max Buchholz, Cassel, Querallee 39. Verschlußkörper mit Kugel- oder Kalotten-Abdichtungsfläche. 26. V. 21. B 100 221.

Kl. 84 a, Gr. 6. 367 531. Huber & Lutz, Zürich; Vertr.: A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Sandfang und Spülvorrichtung in Werkkanälen. 29. IV. 20. H 80 886.

Kl. 85 c, Gr. 6. 367 686. Dyckerhoff & Widmann Akt.-Ges., Biebrich a. Rh. Klärvorrichtung für Abwässer mit unter oder neben dem Klärraum liegenden Faulraum. 28. XII. 13. D 30 046.

Kl. 85 e, Gr. 6. 367 412. K. Meisenheider, Neustadt a. Haardt. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetondruckrohrleitungen. 24. III. 21. M 73 049.

---

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Handbuch für Eisenbetonbau. III. Aufl. Herausgegeben von Dr.-Ing. E. v. Emperger, Oberbaurat, Reg.-Rat im Patentamt in Wien. Bd. 3. Grund- und Mauerwerksbau, bearbeitet von Prof. P. Colberg, Hamburg und Prof. Dr. techn. A. Nowak, Prag. Mit 1048 Textabb. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1922. Preis geh. M 1000, geb. M 1200.

Der in früheren Auflagen von dem Herausgeber des Handbuches selbst bearbeitete Band hat wegen Überlastung von Dr. v. Emperger jetzt andere vorstehend genannte Bearbeiter gefunden. Es liegt eine vollkommen neue, zeitgemäße Bearbeitung vor. Besprochen werden die einzelnen Abschnitte im Grundbau: Baugrube, Flachgründungen, wasserdichte Keller, Gründung von Gassammelbehältern, Maschinengründungen, Umbauten, Unterfangungen, Verstärkungen, Ausbesserungen, Brunnengründung, Senkkastengründung, Pfahlgründung, einzelne Pfahlbauarten und im Kapitel Mauerwerksbau: äußere Kräfte (Winddruck, drucklose Schüttmassen, namentlich Erddruck-Wasserdruck, Einfluß von Wärmeschwankung und Betonschwindung), Grundformen und statische Verhältnisse von Mauern, ausgeführte Eisenbetonmauern, Widerlager von Tragkonstruktionen, Rekonstruktionen von Mauern, Widerlagern und Zwischenpfeilern. Text und Abbildungen sind vollkommen auf der Höhe und geben ein vorzügliches Bild des derzeitigen Standes des Grund- und Mauerbaues in Eisenbeton. Bei Besprechung der Betonspritzverfahren ist nur das System Vass dann weiter das System Torkret behandelt; hier fehlt also das System Moser-Kraftbau, Berlin. In Zukunft sollte auch dies Erwähnung finden, zumal es in mancher Hinsicht den behandelten Verfahren gegenüber Vorzüge hat und durch eine größere Anzahl wohlgelungener Bauausführungen sich bewährt hat. Im übrigen gibt der vorliegende Band, von fachkundigster Seite aus bearbeitet, alle bekannten und wissenswerten Bauausführungen und Baumöglichkeiten auf den behandelten Gebieten wieder und stellt sich somit würdig in die Reihe der anderen Bände des großangelegten Gesamtwerkes. Daß der Preis leider hoch ist, ist durch die Zeitverhältnisse bedingt. M. F.

Die psychologischen Probleme der Industrie von Frank Watts (Manchester), deutsch von Herbert Frhr. Grote. Mit 4 Textabbildungen. Berlin. Julius Springer 1922. 229 Seiten. Grundzahl 5,5; geb. Grundzahl 7,5.

Ein Buch zum Aufhorchen, auch für Bauingenieure. Moede hat ihm ein kurzes, klares, zielsicheres Vorwort als Empfehlung auf

den Weg gegeben. Aber man muß unwillkürlich noch etwas eindringlicher werden, wenn man das Buch dem Praktiker empfiehlt. Lange galt als Stichwort für die neuzeitliche Betriebsführung der energetische Imperativ Ostwalds: „Verschwende keine Energie, nutze sie!" Also eine Fragestellung der Wirkungsgradschule, der „mit Hebeln und mit Schrauben" größtenteils beizukommen ist. Dann entwickelte sich im Anschluß an Taylor eine Bewegung, die Spengler in seinem „Untergang des Abendlandes" mit einem bissigen Schmähwort als „das platte Handwerk der praktischen Psychologie" abtun zu können glaubt. Watts als Vertreter des angelsächsischen „Neutaylorismus" führt aber über die praktisch-handwerkliche, rein mechanistische Auffassung hinaus. Im englisch-amerikanischen Schrifttum hebt sich immer deutlicher das Streben ab, die ganze Persönlichkeit des Arbeiters bis zur Würdigung seiner Weltanschauung psychologisch zu erfassen, die Industriearbeit nach der ethisch-sittlichen Seite zu vertiefen. Leere Schlagworte? Nein. Ein Seil wird über einen Abgrund geworfen, um daran später die Brücke der Verständigung zu bauen. Und da in Deutschland die Kluft zwischen dem nackten Nützlichkeitsstandpunkt des Unternehmers und dem blinden Eigennutz des Arbeiters besonders tief und breit ist, haben wir allen Anlaß, auch den großen Wurf zu versuchen. Dr.-Ing. Bloss.

Die Konzentration der Berufsvereine der deutschen Arbeitgeber und Arbeitnehmer und ihre rechtliche Bedeutung. Von Dr. jur. Kurt Braun, Berlin, Julius Springer, 1922. 126 Seiten. Grundzahl 3

und

Dr. Otto Liebich, Organisations- und Arbeitsverhältnisse im Baugewerbe. Berlin, Otto Elsners Verlagsgesellschaft, 1922. 141 S.

Beide Veröffentlichungen sind angesichts des Einflusses, den die Gewerkschaften und Verbände heute erlangt haben, als sehr zeitgemäß zu bezeichnen. Das erste Buch ist geschichtlich-rechtlicher Art und führt von den Anfängen herauf bis 1919; im zweiten ist vom technisch-volkswirtschaftlichen Standpunkte aus die Entwicklung behandelt, die die Organisationen und Tarifverträge, Lohn und Arbeitszeit im Bauwesen bis 1920 genommen haben. Wer sich viel auf dem Glatteis der Organisationspolitik bewegen muß, wird in den beiden Büchern manchen sonst dunklen Zusammenhang beleuchtet finden, so daß eine sichere Stellungnahme erleichtert wird. Dr.-Ing. Bloss.

Mechanik von Dr.-Ing. Fritz Rabbow. (I. Teil, Band 2 der Handbibliothek für Bauingenieure, herausgegeben von R. Otzen.) Mit 237 Textfiguren. 212 Seiten. Verlag von Julius Springer, Berlin 1922. Geb. Grundzahl 6,4.

Im Rahmen des groß angelegten Unternehmens erscheint die Mechanik als Hilfswissenschaft. Es kam daher, wie der Verfasser hervorhebt, nicht darauf an, ein Lehrbuch zu schreiben, sondern diejenigen Teile des Fachgebietes zusammenzufassen, die für den täglichen Bedarf des Bauingenieurs unmittelbare Bedeutung erlangt haben. Auf diese Weise ist ein Leitfaden entstanden, der unter stetem Hinweis auf die vorhandene Fachliteratur klare Auskunft auf alle die Fragen der technischen Mechanik und Festigkeitslehre gibt, die sich bei den alltäglichen Aufgaben ergeben. Der umfangreiche Stoff wird in der üblichen Weise zunächst in Statik und Dynamik starrer und elastischer Körper unterteilt, denen die wichtigsten Ansätze aus der Statik und Dynamik flüssiger und gasförmiger Körper folgen. Alle Abschnitte sind durch zahlreiche, gut ausgewählte Abbildungen erläutert worden. Besonders hervorzuheben ist die klare kurze Fassung des Textes, der sich bei jedem Kapitel auf das Wesentliche beschränkt. Es soll eben nicht tiefgründige Theorie vorgetragen werden. Dabei ist die Stellung des Problems möglichst allgemein, so daß sich die Arbeit wohltuend von ähnlichen Büchern der technischen Literatur unterscheidet. Die Ausstattung seitens des Verlages unterstützt die Absichten des Verfassers in ausgezeichneter Weise. Das Buch kann dem Ingenieur der Praxis ebenso empfohlen werden wie dem Studierenden der Technischen Hochschulen. Es wird sich sicherlich in diesen Kreisen bald Freunde erwerben. B.

Kraftarten und Bewegungsformen, die äußeren Bewegungen mit einführender Aufgabensammlung. Von Dr.-Ing. e. h. Max Möller, ord. Professor in Braunschweig. Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn, Braunschweig 1922.

Der Verfasser sucht in richtiger Erkenntnis der Bedeutung der Bewegungsvorgänge für Naturerkenntnis und Technik Interesse für die Mechanik, insonderheit die Dynamik, zu erwecken, deren Gesetze in den Kreisen der Bauingenieure im allgemeinen viel zu geringe Beachtung finden. Die Arbeit ist daher zu begrüßen, zumal sie sich nicht einseitig auf technische Probleme beschränkt, sondern auch Grenzgebiete, namentlich physikalische Aufgaben, behandelt. Der Inhalt ist, wie der Verfasser angibt, nach den geometrischen Formen der Bewegung geordnet. Er umfaßt Erläuterungen der grundlegenden Begriffe, behandelt die Beziehungen zwischen Kraft und Bewegungsgröße, die Zentrifugalkraft und ihre Wirkungen. Hieran schließt sich eine Betrachtung der Beziehung zwischen Druckhöhe und Ausflußgeschwindigkeit und zwischen Druckhöhe und Geschwindigkeit bei veränderlicher und unveränderlicher Beschleunigung. Der Verfasser wählt als Ausgangspunkt seiner Betrachtungen die Bewegungsgröße, verzichtet also auf die Newtonsche Grundgleichung der Dynamik als Grundlage und setzt sich damit im Gegensatz wohl zu allen im Gebrauch des Ingenieurs befindlichen Lehrbüchern. Dieser Gegensatz tritt auch im allgemeinen bei dem Aufbau und der Bearbeitung der einzelnen Abschnitte selbst bei der Terminologie hervor. Die Ansätze sind einfach und führen schnell in das Gebiet ein ohne ein umfassendes Verständnis zu begründen. Straffere Fassung des Stoffes würde an manchen Stellen dem Buche zum Vorteil gereichen. Es eignet sich daher für alle die Kreise, die einen bequemen Einblick in die Bewegungsvorgänge der Natur zu erhalten wünschen. Sie werden in diesem Bestreben durch die zahlreichen interessanten Anregungen des Verfassers unterstützt werden. Ein wirkliches Studium kann jedoch das Buch nach meiner Auffassung nicht einleiten. B.

Die Fördermitteleinrichtungen zum Fördern von Massengütern und Einzellasten in industriellen Betrieben. Von O. Bechstein. B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1922.

In diesem Bändchen aus Natur und Geisteswelt sind aus der Vielzahl der Nahfördermittel die typischen Vertreter der hauptsächlichen Gattungen herausgehoben und in klarer Darstellung dem Leserkreis, der nur einen allgemeinen Überblick erhalten will, nahe gebracht. Die Einteilung jedes Abschnitts: Allgemeines, Aufbau und Wirkungsweise, Vorzüge und Nachteile, Anwendungsgebiet, Einzelheiten — erhöht die Übersichtlichkeit.

Das Heftchen ist zu empfehlen und reiht sich den Vorgängern der Anug-Hefte würdig an. Wentzel.

Erfahrungsergebnisse über Trockenbaggerbetriebe. Verwendungsfähigkeit der heute gebräuchlichsten Trockenbaggergeräte und Transportmittel für den Kanal- und Eisenbahnbau und die Erfahrungssätze, die sich aus dem Vergleich der unter den verschiedensten Verhältnissen arbeitenden Trockenbaggerbetrieben ergeben. Von Dr.-Ing. Joachim Rathjens. Zweite neubearbeitete Auflage, 128 Seiten mit 69 Textabbildungen und 7 Tafeln. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn. Verkaufspreis des Werkes bei Erscheinen: Grundzahl (16) mal Umrechnungsschlüssel.

Das Werk, das in seiner ersten Auflage 1916 erschienen und in der jetzt vorliegenden zweiten Auflage um etwa $^1/_5$ erweitert und in den Abbildungen wesentlich ergänzt worden ist, hat sich die Aufgabe gestellt, die Verwendungsmöglichkeiten der Trockenbagger bei großen Erdarbeiten zu untersuchen und die einzelnen in Frage kommenden Formen auf Grund der langjährigen Erfahrungen des Verfassers vor allem in wirtschaftlicher Beziehung miteinander zu vergleichen.

Bei der steigenden Wichtigkeit der maschinellen Erdgewinnung ist eine solche Erörterung von besonderem Wert, wie es überhaupt nur begrüßt werden kann, daß Unternehmer-Erfahrungen der Allgemeinheit zugänglich werden, da die Kenntnis des Erdbaues in den letzten Jahrzehnten darunter gelitten hat, daß die ausführenden Unternehmer die gewonnenen, meist von ihnen teuer bezahlten Erfahrungen als Geschäftsgeheimnis hüteten und die bauleitenden Ingenieure der Bauverwaltungen weder Zeit hatten noch Lust zeigten, die bei den Bauten obwaltenden Verhältnisse hinsichtlich der Leistungsfähigkeit, Kosten und Wirtschaftlichkeit der einzelnen Gewinnungs- und Förderweisen näher zu ergründen.

Teil I gibt im Abschnitt 1 eine Beschreibung der neuzeitlichen Trockenbagger und Löffelbagger unter Betonung derjenigen praktischen Gesichtspunkte, die hierbei hauptsächlich ausschlaggebend sind. Das sind vielfach Hinweise, die anderswo nicht anzutreffen sind, so daß nach diesen Richtungen manches Neue geboten wird. Im Anschluß hieran sind sodann im Abschnitt 2 die im Kanal- und Eisenbahnbau gebräuchlichen Transportgeräte und im Abschnitt 3 die Abraumförderer und Gleisrückmaschinen behandelt. Abschnitt 3 ist z. T. neu, Abschnitt 2 durch die Beschreibung der neueren Selbstentlader größeren Fassungsraumes (Krupp und Doerr-Polzin) erweitert und Abschnitt 1 unter Beachtung der neueren Vervollkommnungen im Baggerbau und unter Zufügung wertvoller Einschaltungen wie z. B. über die Sicherheits-Rutschkupplung im Hauptantrieb — Seite 11 — eingehend umgearbeitet. Auch der Hinweis auf das Vorstrecken von Gleisrosten — Seite 23/24 — ist neu.

Teil II enthält in der ausführlichen Besprechung und Darstellung der Erfahrungsergebnisse von je 7 durchgeführten Eimerketten- und Löffelbaggerbetrieben die Unterlagen für die Folgerungen des Teiles III, die versuchen, nicht nur die aufzuwendenden Arbeitslöhne, sondern auch alle übrigen Anteile der einmaligen und dauernden Kosten in ihren Abhängigkeiten von den einzelnen wirkenden Einflüssen festzulegen. Soweit dies überhaupt erreichbar ist, dürfte es auch gelungen sein, einen klaren Überblick hierüber zu geben. Den Schluß bildet ein Vergleich der für eine größere Erdgewinnung bestimmter Art und bestimmten Umfanges bei Verwendung von Eimerkettenbaggern oder von Löffelbaggern zu erwartenden Kosten. Auf Grund dieser und der vorher angestellten allgemeinen Ermittlungen werden dann Schlüsse gezogen und soweit möglich, Anhalte gegeben für die Beurteilung der Zweckmäßigkeit des Gebrauches der einen oder anderen Baggerform.

Überall sind die praktischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkte besonders betont und damit ein gut brauchbarer Ratgeber für die Durchführung von Trockenbaggerbetrieben geschaffen.

Es ist zu begrüßen, daß die Übersichtlichkeit durch Voranstellung

eines Inhaltsverzeichnisses gewahrt ist, doch hätte sich eine noch weitergehende Klarheit durch schärfere Hervorhebung der Gliederung in den einzelnen Abschnitten und Unterabschnitten schaffen lassen und kleine, in dieser Richtung an einzelnen Stellen bemerkbare Mängel wären leicht zu vermeiden gewesen. Auch sind unter den zahlreichen dankenswerterweise beigefügten Abbildungen die durch unmittelbare Verkleinerung von Konstruktionszeichnungen gewonnenen nicht immer in dem wünschenswerten Maße deutlich geblieben. Lucas.

Die Leistungssteigerung von Großdampfkesseln. Eine Untersuchung über die Verbesserung von Leistung und Wirtschaftlichkeit und über neuere Bestrebungen im Dampfkesselbau. Von Dr.-Ing. Friedr. Münzinger. Mit 173 Textabb. Berlin, Verlag von Julius Springer 1922. Grundzahl 4; geb. Grundzahl 6.

Mit der Erscheinung der Hochleistungs- und Steilrohrkessel haben sich die baulichen und Arbeitsverhältnisse gegenüber den älteren Bauarten grundlegend geändert. Die zunächst einem weitschauenden technischen Gefühl entsprossenen neuen Bauweisen bieten naturgemäß noch manche unklaren Punkte, sowohl für den Erbauer als auch für den auswählenden Bezieher. Die Wechselwirkungen der Arbeitskomponenten eines solchen lebenden Organismus bedingen sich in ungleich größerer Mannigfaltigkeit, als etwa bei einer Brücke oder selbst bei einer ebenfalls lebenden Dampfmaschine. Zwei der Hauptfragen beim Hochleistungskessel zu klären, hat der Verfasser im vorliegenden Büchlein unternommen: die Entwicklung der zweckmäßigen Gestaltung des Feuerraums und die Vorgänge beim Wasserumlauf.

Der Verfasser entwickelt an der Hand der bekannten Gesetze Formeln, nach denen er die einschneidenden Bedingungen sämtlicher einflußhabenden Größen untersucht. Besonders der Einfluß der Wärmeeinstrahlung wird eingehend behandelt und manches Vorurteil gegen den Neuling in der Bauweise wird dabei zerstört. Die weitgetriebene Einstrahlung ist es letzten Endes, die dem Hochleistungskessel gegenüber seinen Vorgängern ein völlig verändertes Aussehen gegeben hat. Dazu kommt allerdings die Rücksicht auf gute Verbrennung durch Erhöhung des Verbrennungsraums. Im Anschluß an die theoretische Behandlung des Feuerraums wird der Einmauerung, ihrer Bewährung unter der Einwirkung der verschiedenen Schlacken und Aschen und dem Kesselumbau (Gerüst) ein Abschnitt gewidmet. Abschnitt IV behandelt den zweiten Hauptteil, den Wasserumlauf. Auch hier gelingt es dem Verfasser, an Hand einer größeren Reihe von Schaubildern einen klaren Überblick über die mannigfaltigen Einflußgrößen zu geben. Auf Grund der theoretischen Erörterungen werden die verschiedenen Anordnungen von Ausführungen kritisch beleuchtet. Ein weiterer Abschnitt ist den Rauchgasvorwärmern für Wasser und Verbrennungsluft gewidmet. Den Schluß bildet ein höchst interessanter Abschnitt über neue Ziele und Wege — den Ruths-Wärmespeicher und Höchstdruckkessel für 50—60 Atmosphären.

Das Büchlein weist eine Reihe bemerkenswerter Äußerlichkeiten auf: Alle beachtlichen Schlußfolgerungen im Text sind neben Sperrdruck durch Seitenstriche hervorgehoben; unter den Schaulinien und Abbildungen ist unter einem „Beachte“ auf das Wesentliche kurz hingewiesen.

Das Werkchen kann jedem empfohlen werden, der in die Wirkungsweise der Hochleistungskessel tiefer eindringen will.

Wentzel.

Gruppenfabrikation. Von R. Lang und W. Hellpach (I. Band der Sozialpsychologischen Forschungen des Instituts für Sozialpsychologie an der Techn. Hochschule Karlsruhe, herausgegeben von Prof. Dr. phil. et med. Willy Hellpach.) Berlin, Julius Springer 1922. Grundzahl 4,8.

Das Heft ist der erste Band einer Reihe sozialpsychologischer Forschungen, die vom Vorstand des Instituts für Sozialpsychologie an der Technischen Hochschule Karlsruhe, Prof. Dr. phil. et med. W. Hellpach, herausgegeben werden. Es ist das erste Kind des im Jahre 1921 errichteten Instituts und bemüht sich in zeitgemäßer Weise, die seelischen Momente des Fabriklebens dem Interesse des Ingenieurs zu erschließen. Ein Teil des Fabrikproblems wird methodisch analysiert.

Der Ingenieur R. Lang der Daimlerwerke gibt auf nur 4 Seiten das technische Programm: An Stelle der Zusammenziehung der verschiedenen Maschinenarten zu geschlossenen Maschinenabteilungen, in denen alle möglichen Einzelteile der betreffenden Sonderbearbeitung unterworfen werden, Fabrikationsgruppen zu bilden, in denen größere Teile des Gesamtwerks oder -werkstücks der Fertigbearbeitung von A bis Z unterzogen werden. Die vielen Zwischentransporte der ersten Arbeitsmethode entfallen bei der zweiten, der Gruppenfabrikation, die Übersicht über die Arbeit wird besser und der Arbeiter gewinnt mehr Interesse an dem von ihm mitbearbeiteten Teilwerk, dessen Reifen bis zu seiner Fertigstellung er miterleben kann.

Auf diesen Ausführungen baut nun W. Hellpach seine sozialpsychologische Analyse der betriebstechnischen Einrichtung Gruppenfabrikation auf. Weit ausholend beginnt er mit dem Lebensraumproblem (Ratzel), der Fabrik als massenversammelndem Werkraum, und leitet hieraus einerseits das Seelenleben des modernen Fabriklers, andererseits die Atomisierung der Arbeitsleistung des Einzelnen in der neuen Fabrikentwicklung ab, bei der die sinnliche Anteilsbeziehung zum Erzeugnis geschwunden ist. Die Arbeit bietet dem Fabrikler keine „Aufgabe“ mehr wie ehedem dem Handwerksgesellen, sondern sie ist ihm zur reinen Lohngelegenheit geworden. Schöpfungslust und Miterzeugerstolz sind verloren gegangen. Das Motiv der Nutzung — Lohn — allein verknüpft den Fabrikler seelisch mit seiner Arbeit. Entbehrend der wirtschaftlichen Sicherung und des ethischen Ansehens des Beamten erstrebt er diese Werte für sich. Nach dieser Einleitung kommt Hellpach zur Kernfrage seiner Abhandlung: ob es gelingen wird, für die moderne gewerbliche Großproduktion Formen zu finden, die dem Fabrikler innere Anteilnahme an seiner Arbeit verschafft, ihn menschenseelisch mit seiner Arbeit verknüpft. Der Verfasser seziert die Frage, inwieweit die Gruppenfabrikation hierzu beitragen kann, sehr vorsichtig und kommt zu dem Schluß, daß nur durch Aufbau der Fabriklehre auf dem gruppenerzeugerischen Prinzip der künftige Arbeiter wieder in geistigen Zusammenhang mit dem Produktionsvorgang treten, die Atomisierung der Arbeit kompensiert werden kann. Auch auf Lehre und Fortbildung will Verfasser das Gruppenprinzip angewandt wissen.

Die Abhandlung ist ein Stück Fabrikphilosophie. Sie liest sich nicht leichtflüssig, sondern will durchgearbeitet werden. Dann bietet sie aber viel Genuß und Nutzen, umso mehr, als sie dem Leser vor Augen führt, daß im modernen Fabrikbetriebe nicht die Maschinen oder die technische Betriebslehre allein das Beachtenswerte sind, sondern daß die Psyche der Arbeiter mindestens der gleichen Berücksichtigung wert ist, wenn anders ein industrialisiertes Volk gedeihen soll. Interessant sind die eingeflochtenen allgemeinen sozialpolitischen Abschweifungen und die außerordentlich reichen Belege in der Nachweisung aus Schrifttum und Wirklichkeit. Wentzel.

Die Preßluftwerkzeuge, ihre Anwendung und ihr Nutzen. Von Erich C. Kröning. Mit 246 Abb. im Text. 2. verb. Aufl. Verlag R. Oldenbourg, München-Berlin. Preis brosch. 150 M, geb. 200 M.

Der ersten im Jahre 1908 erschienenen Auflage ist schnell die zweite gefolgt. Abgesehen davon, daß die Literatur auf dem Gebiete der Druckluftverwertung eine überhaupt dürftige ist, verdankt das Kröningsche Werk seinen schnellen Erfolg in erster Linie seinem inneren Werte, dann aber auch den durch die Zeitumstände gebotenen Bestrebungen, die Handarbeit tunlichst durch mechanische Kräfte zu ersetzen; heute muß mechanisch genietet, gemeißelt, gebohrt usw. werden. Immer mehr und mehr verschwindet hier die Handarbeit und damit nimmt die Verwendung der durch ihre vielgestaltigen Vorzüge ausgezeichneten Preßluftarbeit auf allen Gebieten des Eisenbaues zu, desto notwendiger wird aber auch in immer weiteren Kreisen die Kenntnis über diese Arbeit und der sie verrichtenden Werkzeuge. In dieser Hinsicht ist das Kröningsche Buch ein vorzüglicher Einführer und Lehrmeister. Und was besonders an ihm wertvoll ist, das ist der Umstand, daß es über die deutsche Preßluftindustrie unterrichtet und damit dazu helfen wird, daß diese — dank ihrer inneren Kraft und Vollkommenheit — den Kampf mit den Erzeugnissen des Auslandes siegreich zu überstehen vermag. Einleitend wird die Geschichte der Preßluft, dann die der amerikanischen Preßluftwerkzeuge behandelt, ferner die Entwicklung dieser Sonderindustrie in Deutschland, ihrer Bedeutung und der Nutzbarmachung des Druckluftbetriebes in weitem Sinne Rechnung getragen. Im einzelnen sind dann behandelt: Luftkompressoren, Niet- und Meißelhämmer, Bohrmaschinen, Kniehebelnietmaschinen, Stampfer, Blas- und Spritzapparate, Sandstrahlgebläse usw. und die vielseitige Anwendung dieser Werkzeuge in den verschiedensten Betrieben der Industrie. Leider fehlen hierbei die neuzeitlichen Betonspritzverfahren, wie sie ursprünglich mit der Zementkanone, dann in verbesserter Form durch die Verfahren Moser (Kraftbau, Berlin) und Torkret (Bauunion, Berlin) verkörpert sind und in jetziger Zeit sich ein stetig steigendes Anwendungsfeld erobern (z. B. Wiederherstellungsbauten der Sarotti-Fabrik, Berlin). Die klaren textlichen Ausführungen werden durch viele Lichtbilder und klare technische Zeichnungen bestens unterstützt, so daß das Werk sich als Studienbuch und für die Praxis in gleicher Weise empfiehlt, für letzteres umsomehr, als auch den wirtschaftlichen Fragen, Verbrauch an Preßluft, Zweckmäßigkeit der Werkzeuge usw. ausreichend Rechnung getragen wird. M. F.

Tabellen für die Einflußlinien und die Momente des durchlaufenden Rahmens. Von A. Straßner. Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin. Preis 30 M. (Hierzu Teuerungszuschläge.)

Der in der Eisenbetonliteratur bekannte Verfasser veröffentlicht in dem vorliegenden Heftchen eine Reihe von Tabellen, die das unmittelbare Auftragen der Einflußlinien von Momenten und Querkräften in Querschnitten von Rahmen gestatten. Hierbei sind Rahmen mit eingespannten Stützen mit einer bis mit vier Öffnungen behandelt worden. Diese sind für die exakte Durchführung der Rechnung gleich groß angenommen, ein ungleiches Verhältnis der Spannweiten kann jedoch durch Schaltwerte, die gelenkige Lagerung der Stützen durch besondere Beiwerte näherungsweise berücksichtigt werden. Die Tabellen sind für vier verschiedene Verhältnisse von Feldweite zu Pfostenhöhe aufgestellt worden.

Die Tabellen stellen das Ergebnis einer langen, mühevollen Arbeit dar. Sie sind mit viel Geschick übersichtlich angeordnet und durch Rechnungsanweisung und Beispiele erläutert. Das Heft kann dem entwerfenden Ingenieur bestens empfohlen werden und wird für seine Arbeit eine wesentliche Erleichterung bedeuten. B.

Erddrucktabellen mit Erläuterungen über Erddruck und Verankerungen von Prof. Dr.-Ing. Max Möller. Lieferung I u. II. Verlag von Ernst Hirzel, Leipzig 1922. Preis 1154 M., einschl. Teuerungszuschläge.

Der Verfasser gibt in der vorliegenden, in zwei getrennten Lieferungen erschienenen Arbeiten einen Abriß der Erddrucktheorie nach Coulomb, Poncelet und Rebhann und fügt eine größere Reihe von Tabellen bei, die die zahlenmäßige Auswertung der bekannten analytischen und geometrischen Ergebnisse enthalten. Möller begründet die Veröffentlichung derartiger Tabellen, die dem Titel der Arbeit entsprechend als deren Hauptteil anzusehen sind, mit der Entlastung des vielbeschäftigten Ingenieurs von zahlenmäßiger Auswertung. So gut gemeint diese Absicht zweifellos ist und so berechtigt sie bei der Verwertung verwickelter analytischer Ergebnisse sein mag, so erscheint sie mir bei den einfachen Zusammenhängen der Coulombschen Erddrucktheorie kaum notwendig. Wenn man erwartet, daß jeder Ingenieur, der Tabellenwerke benützt, die damit verbundene Theorie verstanden hat, so dürfte in diesem Falle die Auswertung der in allen Taschenbüchern enthaltenen bekannten Erddruckformeln oder die Durchführung der einfachen geometrischen Rehannschen Konstruktion wohl ebenso schnell zum Ziele führen als die Verwertung der Erddrucktabellen.

Mir erscheinen daher die folgenden Abschnitte der Arbeit, die als Erläuterungen beigefügt sind und die bekannte Theorie über den aktiven und passiven Erddruck behandeln, ungleich wertvoller. Sie sind durch zahlreiche Beispiele erweitert und geeignet, den Leser in den Geist dieser Theorie einzuführen, die für die Untersuchung von Stützmauern auch heute noch immer allein maßgebend ist. Sie kann bekanntlich einer strengen Kritik keineswegs standhalten, denn das Prisma, dessen Stabilitätsuntersuchung zur Ermittlung des Erddruckes führt, ist kein starres Gebilde. Die Bedeutung der Möllerschen Arbeit ist in der Verwertung der theoretischen Ergebnisse für zahlreiche praktische Fälle des Bauwesens zu erblicken. Diese beziehen sich auf die Untersuchung von Stützmauern, der Wirkung von Verankerungen und von Bohlwerken in den letzten Abschnitten der ersten Lieferung und auf die Behandlung des eingespannten Mastes und der Standsicherheit von Kaimauern unter Zugrundelegung kreisbogenförmig gekrümmter Gleitflächen und der Ermittlung der Gründungstiefe von Spundwänden in der zweiten Lieferung. Der Verfasser hat hierbei Gelegenheit, manchen wertvollen Fingerzeig aus seiner reichen Erfahrung für die Entwurfsaufstellung derartiger Bauwerke zu geben.

Es ist bedauerlich, daß vermutlich durch äußere Umstände die beiden Lieferungen nicht zu einem einheitlichen Ganzen verbunden sind. Die Arbeit hätte dadurch wesentlich gewonnen. Durch Kürzung der teilweise breiten Darstellung würde dem Leser die Verarbeitung des Stoffes in mancherlei Hinsicht erleichtert worden sein. Das Werk sei daher allen den Fachgenossen empfohlen, die an der Hand eines leicht verständlich geschriebenen Buches die Theorie des Erddruckes und seine Anwendung zu studieren wünschen. Beyer.

Sammlung: Göschen. Eisenkonstruktionen im Hochbau, Kurzgefaßtes Handbuch für den praktischen Gebrauch von Georg Janetzky. Mit 175 Abb. in 14 durchgerechneten Beispielen. Preis 210 M. Verlag: Vereinigung wissenschaftlicher Verleger, Walter de Gruyter & Co., Berlin u. Leipzig, 1922.

Das kleine Buch, das auf nur 125 Seiten in dem kleinen Format die Eisenkonstruktionen im Hochbau behandeln will, kann dieser Aufgabe naturgemäß in dem gegebenen Rahmen nur unvollkommen gerecht werden. Es wäre besser gewesen, den ganzen Stoff in eine Anzahl Göschen-Hefte zu verteilen und namentlich die einzelnen Konstruktionselemente ausführlicher zu behandeln. Das, was das Büchlein bringt, ist gut und klar dargestellt, oft auch durch Zahlenbeispiele erläutert und somit wertvoll für den Benutzer. M. F.

---

## MITTEILUNG DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

### Einladung.

Die 3. Versammlung unserer Berliner Mitglieder findet am Mittwoch, den 21. Februar 1923, nachm. 5,30 Uhr, in der Technischen Hochschule, Saal 301 (Erweiterungsbau) statt.

Vortrag:

**Über die Erweiterung des Hafens von Trelleborg**

(mit Lichtbildern)

von Herrn Professor O. Franzius, Hannover.

Nichtmitglieder haben Zutritt!

Im Namen des Vorstandes:
Dr.-Ing. de Thierry,
Geh. Baurat, Prof. a. d. Techn. Hochschule,
1. Vorsitzender.

Die Geschäftsstelle:
Blanckenborn,
Reg.-Baumeister,
Geschäftsführer.

---

## STELLENÜBERSICHT

11. 5—6 Regierungsbaumeister mit längerer Praxis im Kommunaldienst, als Stadtbaumeister von der albanischen Regierung in Tirana ges. Monatsgehalt 500—600 Goldfranken bei 5—10 jähriger Praxis. Näheres durch Oberingenieur Klötzer, Geschäftsführer der Deutsch-Albanischen Gesellschaft, Berlin-Karlshorst, Godesberger Str. 2 (Zeitschrift D. Arch. u. Ing. 28. XII).
12. Regbmstr. oder Dipl.-Ing. zur selbständigen Leitung einer Kanalbaustelle und ev. Leitung einer Zweigniederlassung ges. Bew. mit Gehaltsansprüchen unter A. C. 119 an Otto Thiele, Anz. Ann., Berlin SW (Tiefbau 3. 1. 23).
13. Regbmstr. oder Dipl.-Ing. von großer Tiefbau-A. G. zur Unterstützung der Direktion sof. ges. Angeb. mit Gehaltsansprüchen unter A. Z. an die Geschäftsstelle des Zentralblattes der Bauverw. (5. 1. u. 10. 1.).
14. Bauingenieur für Wasserkraftanlagen, erste Kraft mit langjähr. Erfahrungen als Leiter eines größeren technischen Büros eines Syndikats zum 1. April ges. Aussichtsreiche selbstständige Lebensstellung. Angeb. unter Ww 41 a. d. Verlag des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes, Berlin W 10, Genthiner Str. 39 (Dez. 1922).
15. Dipl.-Ing. in Eisenbeton für Rumänien ges. Angeb. an Dipl.-Ing. Wildmar Schmidts, Brasco (Kronstadt) in Rumänien, Katharinengasse 19a (Beton u. Eisen 5. 1.).
16. Regbmstr. oder Dipl.-Ing. mit kaufmännischen Kenntnissen in der Baustoffbranche zur Leitung einer Zweigstelle in Hirschberg in Schlesien gesucht. Schles. Heimstätte, prov. Wohnungsfürsorge-Gesellschaft, Breslau II (D. Bztg. 10. I.).
17. Eisenbeton-Ing. zur Leitung eines Zweiggeschäfts in Dortmund ges. mit erstklassigen Beziehungen im Industriegebiet. Bew. unter F. 31 a. d. Verlag d. D. Bztg. (10. I.).
18. Eisenbeton-Ing., bewandert auf allen Gebieten des Entwurfs, der Konstruktion und Kalkulation von Hoch- und Tiefbauten, auch zur Vertretung des Oberingenieurs von Kölner Großbauunternehmung ges. Angeb. unter G. 32 a. d. Verlag d. D. Bztg. (10. I.).
19. Dipl.-Ing. für Eisenbeton, guter Statiker, für Berlin sofort oder bis 1. 4. ges. Angeb. unter A 26 a. d. Verlag d. D. Bztg. (10. I.).
20. Dipl.-Ing., ledig, 30—40 Jahre alt, geschäftlich und gesellschaftlich gewandt, für Baugeschäft in Rumänien in Lebensstellung ges. Angeb. unter K. L. 612 a. d. Ann. Exp. A. J. Hainisch, Nürnberg (D. Bztg. 13. I.).
21. Regbmstr. oder Dipl.-Ing. von Bau-Industrie d. Hoch-, Tief- u. Eisenbetonbaues zur Leitung eines Filialbüros im Industriebezirk ges. Angeb. unter Z 50 a. d. Verlag d. D. Bztg. (13. I. und 20. I.).
22. Mehrere Regbmstr. oder Dipl.-Ing., geschäftsgewandt und mehrjährige gründliche Tiefbaupraxis ges. Siemens Bauunion, G.m.b.H., Berlin, Schöneberger Str. 3/4. (D. Bztg. 13. I).
23. Dipl.-Ing. mit mehrjähriger Praxis in Eisenbetonbau als Statiker und Konstrukteur für sofort ges. Carl Brandt, Saarbrücken 3, Bismarckstr. 17 (D. Bztg. 13. I. u. 20. I.).
24. Bauleiter von größerem Tiefbauunternehmen mit Erfahrung in größeren Bagger-, Ramm-, Beton- und Gründungsarbeiten, geschäftsgewandt, befähigt zur Projektierung und selbstständigen Leitung größerer Bauarbeiten ges. Bew. unter M. 62 a. d. Verlag d. D. Bztg. (13. I. u. 20. I.).
25. 2 Regbfr. oder 2 Dipl.-Ing. für die Erweiterungsbauten des Hunte-Ems-Kanals ges. Angeb. an das Wasserstraßen-Amt Oldenburg in Oldenburg, Schleusenstraße 17 (D. Bztg. 13. I.).
26. Regbmstr. als Stadtbaurat, Magistratsmitglied von der Stadtgemeinde Fürstenwalde (Spree), Ortsklasse B, Besoldungsgruppe XI ges. BEW. an Stadtverordnetenvorsteher Wassermann (D. Bztg. (20. I.).
27. Dipl.-Ing. von großem Industriewerk zur Unterstützung der techn. Leitung bei der Kontrolle von Neubauten und dgl. in Dauerstellung ges. Angeb. unter H. 83 an d. Verlag d. D. Bztg. (20. I.).
28. Oberingenieur von größerem Eisenbetonbau-Unternehmen für Provinz Hannover zu 1. April oder früher ges. Erfahrung in Statik, Kalkulation, Akquisition und Bauleitung Bedingung. Bew. unter X 73 an d. Verlag d. D. Bztg. (20. I.).

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang 15. Februar 1923 Heft 3

## FUSSGÄNGERBRÜCKE ÜBER DEN KANAL HAMM—LIPPSTADT BEI HAMM I. W.

Die Fußgängerbrücke über den Kanal Hamm—Lippstadt im Kreise Werries bei Hamm in Westfalen ist eine Hängebrücke. Sie weist zwar nur bescheidene Ausmaße auf, bietet



Abb. 1. Ansicht der Brücke.

aber in der allgemeinen Anlage und den baulichen Einzelheiten soviel Bemerkenswertes, daß sie nachfolgend näher beschrieben werden soll.

Das Lichtbild Abb. 1 zeigt die Brücke als Hängebrücke

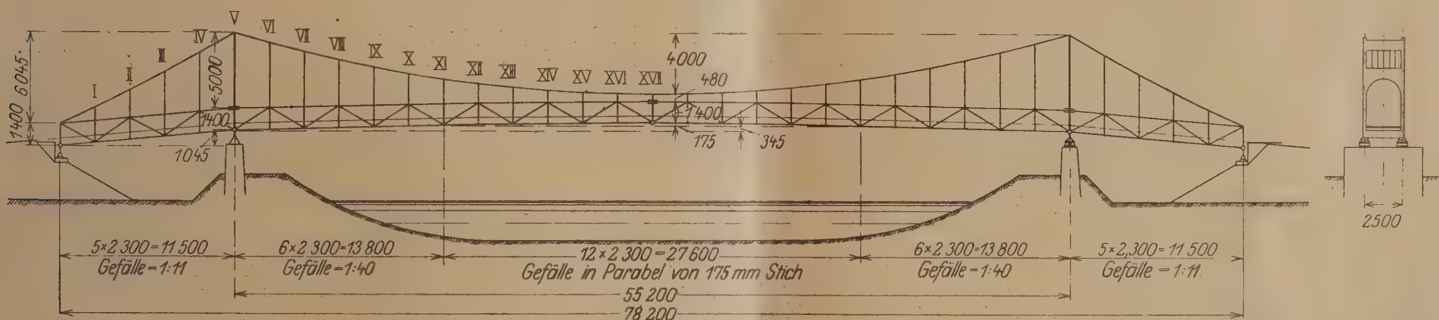



Abb. 2. Geometrisches Netz der Hauptträger.

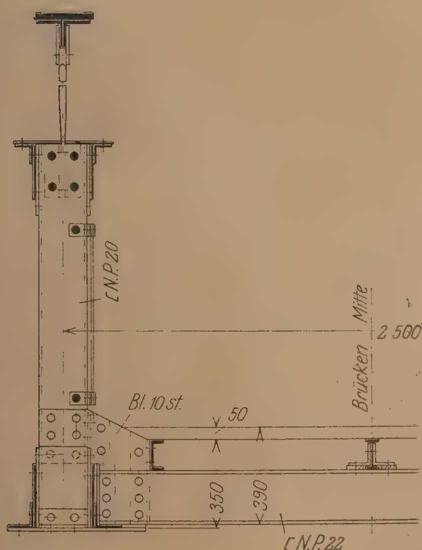



Abb. 3. Querschnitt der Brücke.

von drei Öffnungen mit straff gespannten Ketten in den Seitenöffnungen und einem durchlaufenden Fachwerkparallelträger als Versteifungsträger. In dem Systembild Abb. 2 sind die Hauptabmessungen eingetragen.

Der Horizontalzug der Ketten wird durch die Versteifungsträger aufgenommen; die Vertikalkomponente aus dem Kettenzug ist durch eine Verankerung in die Endwiderlager abgeleitet. Da die Brücke im Bergwerksgebiet liegt und daher mit Pfeilersetzungen infolge des Bergbaues zu rechnen ist, wurde das System statisch bestimmt ausgeführt, indem die Versteifungsträger der drei Öffnungen an allen Auflagerpunkten gelenkig gelagert sind und derjenige der Mittelöffnung außerdem in der Mitte ein Gelenk erhalten hat. Um spätere Hebungen der Brücke vornehmen zu können, wurde dies Gelenk so ausgebildet, daß es durch Schließung des dem Gelenkpunkt gegenüberliegenden Blindstabes im Obergurt ausgeschaltet werden kann. Das Heben erfolgt dann mit hydraulischen Pressen, welche außen neben den Auflagern der Mittelpfeiler aufgestellt werden und an besonders anzuschraubenden Konsolen in Verlängerung der Querträger in den Portalen angreifen (vgl. Abb. 7).

Zur Übertragung der Windkräfte dienen die Portale und ein Windverband in der Ebene der Untergurte der Versteifungsträger. Die Gehbahn hat eine Nutzbreite von 2,00 m, die mit 5 cm starken Bohlen abgedeckt ist.

Die Berechnungsgrundlagen waren:

| | | |
|---|---|---|
| Nutzlast: Menschengedränge von | 350 | kg/m² |
| Windlast auf die belastete Brücke | 150 | ,, |
| bei einem 2,00 m hohen Verkehrsband, Windlast auf die unbelastete Brücke | 250 | ,, |
| beim Heben | 75 | ,, |
| **Beanspruchung des Flußeisens:** | | |
| ohne Wind | 1000 | kg/cm² |
| mit Wind | 1100 | ,, |
| beim Anheben | 1200 | ,, |
| **Stahlgußlager:** | | |
| Flächendruck nach der Hertzschen Formel | 7200 | kg/cm² |
| Biegungsbeanspruchung | 1100 | ,, |
| Biegungsbeanspruchung von Gußeisen | 250 | ,, |
| Zugbeanspruchung der Flußeisenanker | 800 | ,, |
| Auflagersteine bei zentrischem Druck | 35 | ,, |
| ,, bei exzentrischem Druck | 45 | ,, |

Aus der statischen Berechnung, deren Durchführung nichts besonders Bemerkenswertes bietet, seien folgende Zahlen von Belang angegeben:

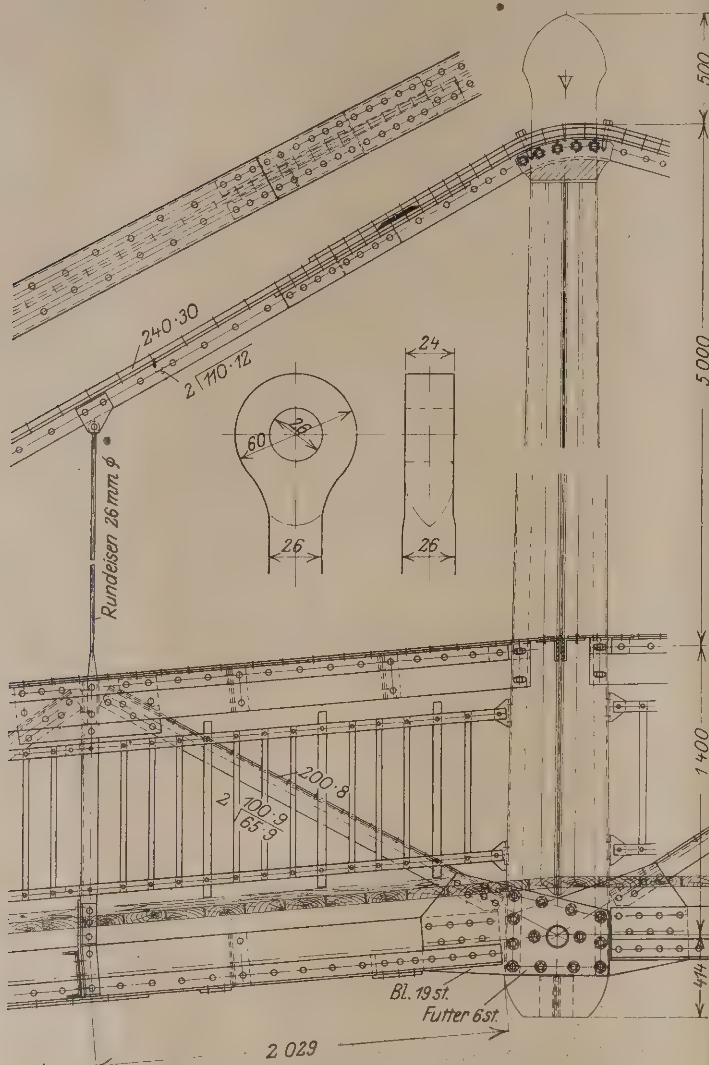



Abb. 4. Kette am Portal und Hängestange.

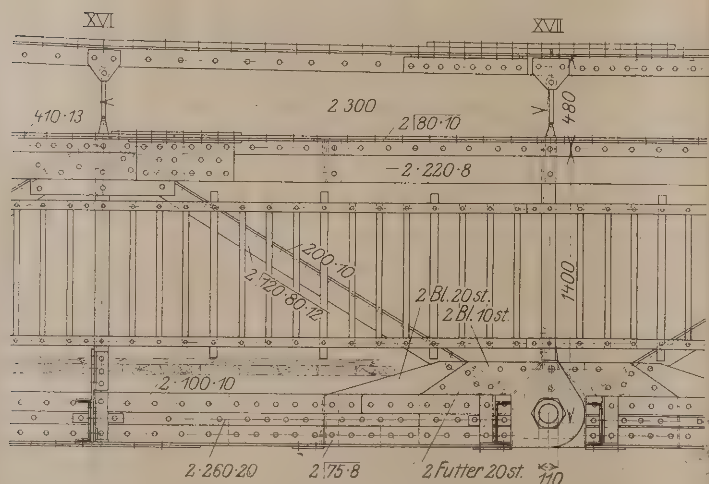



Abb. 5. Mittelgelenk.

Kette:

| | | |
|---|---|---|
| Horizontalkraft aus ständiger Last . . | $H_g$ | = 48,9 t |
| ,, ,, Verkehrslast . . | $H_p$ | = 29,5 ,, |
| ,, ,, Wind . . . . . | $H_w$ | = 17,7 ,, |
| Gesamt | H | = 96,1 t |

Zugstangen (Seitenöffnung).

| | | |
|---|---|---|
| Aus ständiger Last . . . . . . . . . | $P_g$ | = 1,33 t |
| aus Verkehrslast . . . . . . . . . . | $P_p$ | = 0,80 ,, |

Portal.

| | | |
|---|---|---|
| Pfostendruck aus ständiger Last . . | $B_g$ | = 41,9 t |
| ,, ,, Verkehrslast . . . | $B_p$ | = 25,3 ,, |
| ,, ,, Wind . . . . . | $B_w$ | = 15,2 ,, |
| Gesamt | B | = 82,4 t |

| | | |
|---|---|---|
| Auflagerdruck von Portal- und Versteifungsträgern . . . . . . . . . | max B | = 99,0 t |
| Ankerzug am Endwiderlager . . | max A | = 50,5 ,, |

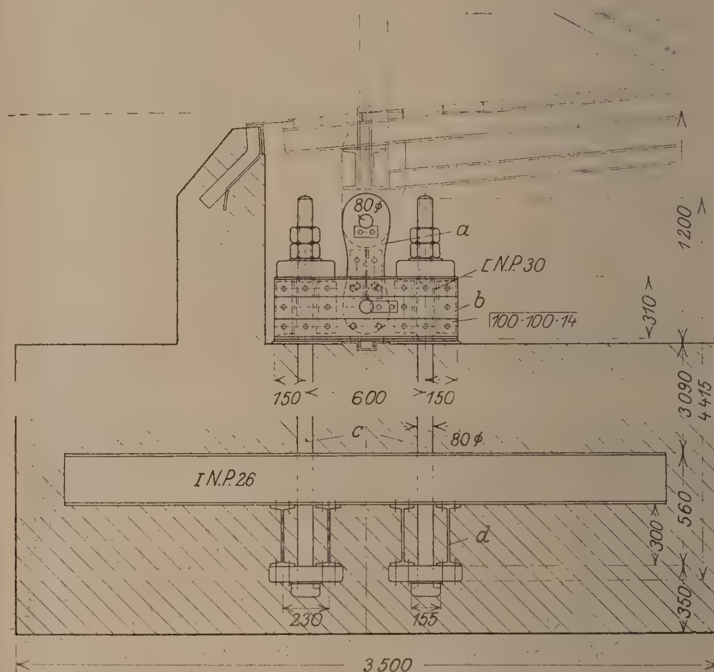



Abb. 6. Verankerung der Endauflager.

Versteifungsträger der Mittelöffnung:

**Größte Stabkraft im Untergurt**

| | | | |
|---|---|---|---|
| | $U_{17g}$ | = − 48,4 t | (+ 132,8 t) |
| | $U_{17p}$ | = − 29,2 ,, | — |
| | $U_{17w}$ | = − 48,3 ,, | (+ 14,8 t) |
| Gesamt | $U_{17}$ | = − 125,9 t | (+ 147,6 t) |

**Größte Stabkraft im Obergurt**

| | | | |
|---|---|---|---|
| | $O_{17g}$ | = − | (− 139,7 t) |
| | $O_{17w}$ | = | (− 4,9 t) |
| Gesamt | $O_{17}$ | = | (− 144,6 t) |

| | | | |
|---|---|---|---|
| in Diagonale $D_6$ . . . | $D_{6g}$ | = − 3,4 t | (− 26,3 t) |
| | $D_{6p}$ | = − 6,1 ,, | |
| | $D_{6w}$ | = − 3,7 ,, | |
| Gesamt | $D_6$ | − 13,2 t | (− 26,3 t) |

Die Angaben in Klammern sind die beim Anheben der Brücke auftretenden Kräfte.

Abb. 7a. Portal.

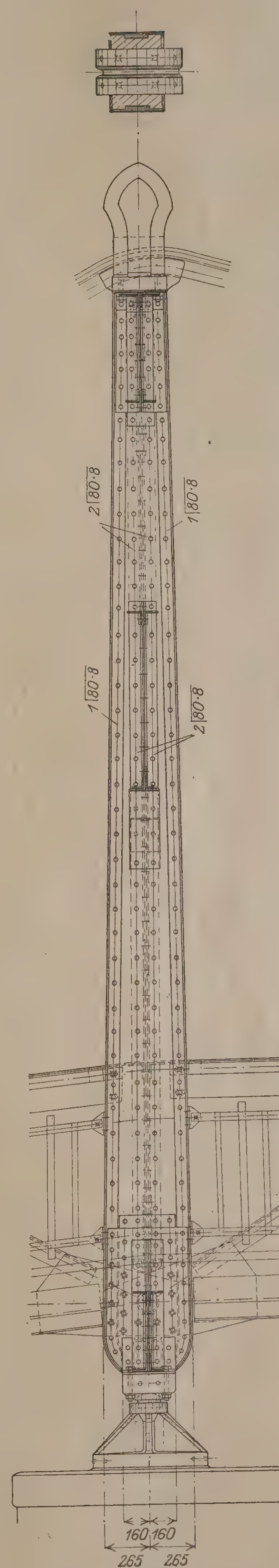



Abb. 7b.

In der folgenden Tafel ist eine Übersicht der Querschnitte der hauptsächlichsten Stäbe der Tragkonstruktion angegeben.

| Stab | Querschnitt | $F_{nutzbar}$ cm² | $\sigma_{max}$ kg/cm² |
|---|---|---|---|
| Kette $S_v$ | 240·30<br>2 L 110·12 | 102,9 | 1080 |
| Zugstange $Z_i$ | Ø 26 | 3,5 | 750 |
| Portalständer | 274·10<br>2 ⨯ 400·10<br>8 L 80·8 | 205,8 | 780 |
| Obergurt $O_{15-17}$ | 410·13<br>2 < 80·10<br>2 ⨯ 220·8 | 118,7 | 1220*) |
| Untergurt $U_{16-17}$ | 4 ⨯ 260·20<br>2 < 100·10<br>2 ⨯ 100·10 | 215,8 | 1160*) |

*) Spannungen beim Heben der Brücke.

In den Abbildungen 3—7 sind eine Reihe konstruktiver Einzelheiten wiedergegeben, zu denen folgende kurze Erläuterungen genügen werden.

Zu Abb. 4. Die flachen Teile der Kette sind bei der Umleitung über dem Portal auf einem gußeisernen Lagerkörper in einem Krümmungshalbmesser von 700 mm gelagert. Die Kette ist hier durch eine Lasche 240 × 25 mm verstärkt. Der Lagerkörper ist gleichzeitig als Zieraufsatz des Portals ausgebildet. Das Auge der Hängestangen wurde hergestellt, indem das Rundeisen umgebogen und zum Auge geschweißt und geschmiedet wurde. Die Tragfähigkeit des in der Abbildung dargestellten Auges war bei zwei Probestäben von 26 mm Ø größer als die des Rundeisens, denn diese rissen bei einer Last von 18,6 t im Rundeisenquerschnitt unterhalb des Auges. Mittel- und Seitenöffnung sind am Portal in einem gemeinsamen Bolzengelenk gelagert.

Zu Abb. 5. Das Mittelgelenk ist als Bolzengelenk ausgebildet, mit Bolzen von 100 mm Ø. Das Ausschalten des Gelenkes beim etwaigen Heben der Brücke erfolgt durch Verschrauben der Laschenverbindung der oberen Gurtung des Versteifungsträgers bei Knoten XVI. Die zu verschraubenden Löcher sind erst nach Ausrüsten der Brücke gebohrt, um ein einwandfreies Tragen der Verbindung zu erzielen.

Abb. 6. Die Verankerung der Endauflager besteht aus dem Zug-Druckpendel a, dem Lagerkörper b, den zwei Rundeisenankern c von 30 mm Ø und dem Trägerrost d. Diese Auflösung der Verankerung ermöglicht geringe Verschiebungen und Setzungen der Pfeiler. Bei größeren Senkungen durch den Bergbau sollen die Rundeisenanker durch Anschweißstücke verlängert werden.

Abb. 7. Bei der Durchbildung der Portale wurde besonderer Wert auf die gute äußere Wirkung gelegt; der leichte Anlauf der Portalpfosten, auf den Riegeln die aufgenieteten Bleche, die gußeisernen Bekrönungen der Pfosten dienen diesem Zwecke (vgl. auch Lichtbild Abb. 8). Neben dem rechten Lager ist ein Konsol nebst Hubpresse zum Anheben der Brücke angedeutet.



Abb. 8. Ansicht des Portals.

Das Eisengewicht der Brücke setzt sich wie folgt zusammen:

| | |
|---|---|
| **Flußeisen:** | |
| Hauptträger mit Kette | 72,6 t |
| Gehbahn | 7,2 „ |
| 2 Portale | 9,3 „ |
| Endverankerungen | 7,0 „ |
| Endabschlüsse | 0,8 „ |
| | 96,9 t |
| **Stahlguß.** | |
| Lager- und Gelenkbolzen | 3,44 t |
| **Gußeisen.** | |
| Lagerteile | 3,03 t |

Die Montage der Brücke erfolgte auf einem festen Hilfsgerüst im trockenen ausgehobenen Kanalbett.

Der Entwurf und die Bauausführung erfolgten im Auftrage und in engem Benehmen mit der Kgl. Kanalbaudirektion, Essen, seitens der Brückenbauanstalt Hein, Lehmann & Co. A.-G., Düsseldorf. Die örtliche Bauleitung lag in den Händen des Kgl. Kanalbauamts in Hamm i. W. Ehrlich.

# DIE DEFORMATIONSMETHODE.

*Von A. Ostenfeld, Kopenhagen.*

(Fortsetzung von Seite 39.)

## V.

### Durchgehende Balken auf elastisch senkbaren Stützen.

Als Knoten werden betrachtet die Punkte des Balkens über den Stützen. Wenn nur eine lotrechte Belastung in Betracht gezogen werden soll, so daß keine Normalkräfte im Balken auftreten, sind zur Festhaltung jedes Knotens zwei Bedingungen erforderlich, ein Z-Arm und ein Z-Stab.

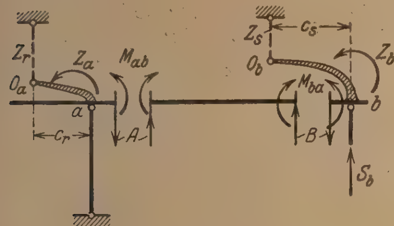


Abb. 8.

In den aufeinanderfolgenden Knoten a und b (Abb. 8) werden daher die lotrechten Z-Stäbe, $Z_r$ und $Z_s$, angebracht, die in den Punkten $O_a$ und $O_b$ der gezeigten steifen Arme angreifen, und auf diese Arme wirken die Momente $Z_a$ und $Z_b$. Wenn angenommen wird, daß $c_r$ (der wagerecht gemessene Abstand des Punktes $O_a$ von der Stütze a so bestimmt worden ist, daß $Z_{ar} = 0$, kann gesetzt werden (nach 20):

$$\zeta_a = \zeta_{0a} + \tau_a Z_a, \quad \zeta_r = \zeta_{0r} + \varepsilon_r Z_r \quad \ldots\ldots (22$$

wo $Z_a$ und $Z_r$ ausschließlich von der Einwirkung des Balkens a—b auf den Knoten a herrührt, also von $M_{ab}$ und A (siehe Abb. 8). Indem

$$A = A_0 - \frac{M_{ab} + M_{ba}}{l_{ab}},$$

ergibt sich aus der Momentengleichung um $O_a$ und durch Projektion auf eine Lotrechte:

$$\left.\begin{aligned} Z_a &= -M_{ab} + A\,c_r = A_0\,c_r - \left(1 + \frac{c_r}{l}\right) M_{ab} - \frac{c_r}{l} M_{ba} \\ Z_r &= A = A_0 - \frac{1}{l}(M_{ab} + M_{ba}), \end{aligned}\right\} \ldots (23$$

wo der Kürze halber l statt $l_{ab}$ geschrieben wurde.

Die lotrechten Verschiebungen der Knoten a und b (nach unten) sind:

$$\Delta a = \zeta_r + c_r\,\zeta_a \text{ und } \Delta b = \zeta_s + c_s\,\zeta_b;$$

demgemäß dreht sich die Balkenachse um den Winkel:

$$\psi_{ab} = \frac{\Delta b - \Delta a}{l} = \frac{1}{l}(\zeta_s - \zeta_r) + \frac{c_s}{l}\zeta_b - \frac{c_r}{l}\zeta_a \quad \ldots (24$$

Wenn $\zeta_a$ und $\psi_{ab}$ aus (22) und (24) in die Gl. (1) eingeführt werden, die hier (mit $\mu$ statt $\mu_{ab}$) geschrieben werden können:

$$\begin{aligned} 6\mu(\zeta'_a - \psi'_{ab}) &= 2M_{ab} - M_{ba} + \frac{6F_0\xi'}{l^2} \\ &= 2(M_{ab} - M^0_{ab}) - (M_{ba} - M^0_{ba}), \\ 6\mu(\zeta'_b - \psi'_{ab}) &= -M_{ab} + 2M_{ba} - \frac{6F_0\xi}{l^2} \\ &= -(M_{ab} - M^0_{ab}) + 2(M_{ba} - M^0_{ba}), \end{aligned}$$

wo $M^0$ die einer festen Einspannung an beiden Enden entsprechenden Momente bedeuten, ergibt sich zur Bestimmung von $M_{ab}$ und $M_{ba}$:

$$\left.\begin{aligned} \alpha M_{ab} + \beta M_{ba} &= 6\mu\left[\left(1 + \frac{c_r}{l}\right)\zeta_{0a} - \frac{c_s}{l}\zeta_b + \frac{1}{l}(\zeta_{0r} - \zeta_s)\right] \\ &\quad + 6\mu l\left[\tau_a\frac{c_r}{l}\left(1 + \frac{c_r}{l}\right) + \frac{\varepsilon_r}{l^2}\right] A_0 + 2M^0_{ab} - M^0_{ba} = C_a \\ \beta M_{ab} + \gamma M_{ba} &= 6\mu\left[\frac{c_r}{l}\zeta_{0a} + \left(1 - \frac{c_s}{l}\right)\zeta_b + \frac{1}{l}(\zeta_{0r} - \zeta_s)\right] \\ &\quad + 6\mu l\left[\tau_a\frac{c_r^2}{l^2} + \frac{\varepsilon_r}{l^2}\right] A_0 - M^0_{ab} + 2M^0_{ba} = C_b. \end{aligned}\right\} (25$$

Hierin ist:

$$\alpha = 2\left[1 + 3\mu\tau_a\left(1 + \frac{c_r}{l}\right)^2 + 3\mu\frac{\varepsilon_r}{l^2}\right]$$

$$\beta = -1 + 6\mu\tau_a\frac{c_r}{l}\left(1 + \frac{c_r}{l}\right) + 6\mu\frac{\varepsilon_r}{l^2}$$

$$\gamma = 2\left(1 + 3\mu\tau_a\frac{c_r^2}{l^2} + 3\mu\frac{\varepsilon_r}{l^2}\right),$$

und die Determinante:

$$\alpha\gamma - \beta^2 = D = 3\left\{1 + 4\mu\tau_a\left[1 + 3\frac{c_r}{l}\left(1 + \frac{c_r}{l}\right)\right] + 12\mu\frac{\varepsilon_r}{l^2}(1 + \mu\tau_a)\right\}.$$

Durch Auflösung von (25) bekommt man die allgemeinen Ausdrücke für $M_{ab}$ und $M_{ba}$:

$$M_{ab} = \frac{1}{D}(\gamma C_a - \beta C_b) \text{ und } M_{ba} = \frac{1}{D}(\alpha C_b - \beta C_a) \quad \ldots (25a$$

mittels welcher die speziellen Werte gebildet werden können, die bei Aufstellung der Elastizitätsgleichungen für den Knoten b benutzt werden sollen. Aus den Gleichgewichtsbedingungen für diesen Knoten findet sich, indem der Gegendruck der elastischen Stütze mit $S_b$ bezeichnet wird, und indem $B = B_0 + \frac{M_{ab} + M_{ba}}{l}$:

$$\left.\begin{aligned} Z_b &= -M_{ba} + (B - S_b)\cdot c_s \\ &= -M_{ba} + \frac{c_s}{l}(M_{ab} + M_{ba}) + (B_0 - S_b)\,c_s \\ Z_s &= B - S_b = B_0 - S_b + \frac{1}{l}(M_{ab} + M_{ba}) \end{aligned}\right\} \ldots (26$$

und weiter ist:

$$S_b = \frac{1}{k_b}(\zeta_s + c_s\,\zeta_b) = \frac{1}{k'_b}(\zeta'_s + c_s\,\zeta'_b), \quad \ldots\ldots (27$$

wo $k_b$ die Verschiebung des elastischen Stützpunktes für den Druck 1 bedeutet und $k'_b = \frac{EJ_c}{l_c}\cdot k_b$; wenn die elastische Unterstützung beispielsweise als eine Säule von dem Querschnitte $F_h$ und der Höhe h gebildet ist, wird

$$k'_b = \frac{EJ_c}{l_c}\cdot\frac{h}{EF_h},$$

somit in cm² ausgedrückt.

Indem die Elastizitätsgleichungen (19) besser, wie früher erwähnt, in der Form:

$$Z_{b0} - Z'_{bb}\,\zeta'_b = 0, \qquad Z_{s0} = Z'_{ss}\,\zeta'_s = 0$$

geschrieben werden, wo also $Z' = \frac{l_c}{EJ_c}\cdot Z$, wird dieselbe Umformung mit den Ausdrücken (22) vorgenommen und hier also $\tau_a Z_a$ durch $\tau'_a Z'_a$ ersetzt; die Größen:

$$\tau' = \frac{EJ_c}{l_c}\cdot\tau \quad \text{und} \quad \varepsilon' = \frac{EJ_c}{l_c}\cdot\varepsilon$$

sind dann ausgedrückt als reine Zahl und cm².

Wenn jetzt, wie gesagt, die speziellen Werte von $M_{ab}$, $M_{ba}$ und $S_b$ gebildet werden, die den Zuständen „$\zeta'_b = -1$", „$\zeta'_s = -1$" und „$\zeta = 0$" entsprechen, und wenn dieselben in (26) eingeführt werden, ergibt sich zuerst:

$$Z'_{bs} = Z'_{sb} = \frac{c_s}{k'_b} - \frac{18\,\mu}{D\,l}\left[1 - 2\frac{c_s}{l} + 2\,\mu\,\tau_a\left(1 + \frac{c_r}{l} - \frac{c_s}{l}\right)\right]$$

und durch Nullsetzung dieser Größe:

$$\frac{c_s}{l} = \frac{1}{2}\cdot\frac{1 + 2\,\mu\,\tau'_a\left(1 + \frac{c_r}{l}\right)}{(1 + \mu\,\tau'_a) + \frac{D\,l^2}{36\,\mu\,k'_b}} \quad \ldots \ldots \ldots (28$$

und ferner:

$$\left.\begin{aligned} Z'_{bb} &= \frac{12\,\mu}{D}\left[1 - 3\frac{c_s}{l}\left(1 - \frac{c_s}{l}\right)\right. \\ &\quad \left. + 3\,\mu\,\tau'_a\left(1 + \frac{c_r}{l} - \frac{c_s}{l}\right)^2 + 3\,\mu\frac{\varepsilon_r}{l^2}\right] + \frac{c_s^2}{k'_b} \\ Z'_{ss} &= \frac{1}{k'_b} + \frac{36\,\mu}{D\,l^2}(1 + \mu\,\tau'_a) \end{aligned}\right\} \quad (29$$

wodurch, indem $\varepsilon_s = \frac{1}{Z'_{ss}}$,

der Ausdruck (28) einfacher geschrieben werden kann:

$$\frac{c_s}{l} = \frac{18\,\mu\,\varepsilon'_s}{D\,l^2}\left[1 + 2\,\mu\,\tau'_a\left(1 + \frac{c_r}{l}\right)\right] \quad \ldots \ldots (28a$$

Endlich wird $Z_{b0}$ und $Z_{s0}$ erhalten aus:

$$Z_b = -\frac{1}{D}(\alpha\,C_b - \beta\,C_a) + \frac{c_s}{D\,l}[(\gamma - \beta)\,C_a + (\alpha - \beta)\,C_b] + (B_0 - S_b)\,c_s$$

$$Z_s = \frac{1}{D\,l}[(\gamma - \beta)\,C_a + (\alpha - \beta)\,C_b] + B_0 - S_b$$

wenn hier $\zeta_b = \zeta_s = 0$ gesetzt wird, womit $S_b$ ganz verschwindet; für ein unbelastetes Feld bleiben nur die Glieder mit $\zeta_{0a}$ und $\zeta_{0r}$ übrig.

Ist a — b das erste Feld und a eine feste (unelastische) Stütze, werden die Formeln:

$$M_{ba} = 3\,\mu\left[\zeta'_b\left(1 - \frac{c_s}{l}\right)\right] - \frac{3\,\mu}{l}\zeta_s + M^0_{ba},$$

wo $M^0_{ba}$ einer festen Einspannung bei b, freier Drehbarkeit bei a entspricht, und:

$$Z'_{bb} = 3\,\mu\left(1 - \frac{c_s}{l}\right)^2 + \frac{c_s^2}{k'_b} = \frac{1}{\tau_b}$$

$$Z'_{ss} = \frac{1}{k'_b} + \frac{3\,\mu}{l^2} = \frac{1}{\varepsilon'_s}, \qquad \frac{c_s}{l} = \frac{3\,\mu\,\varepsilon'_s}{l^2}$$

$$Z_{b0} = -M^0_{ba}\left(1 - \frac{c_s}{l}\right) + B_0\,c_s, \quad Z_{s0} = B_0 + \frac{M^0_{ba}}{l}.$$

Im letzten Felde a — b, wo b eine unelastische Stütze ist, wird $\zeta_b$ als die einzige Unbekannte eingeführt. Es ist dann in allen obigen Ausdrücken nur $c_s$ und $\zeta_s$ gleich Null zu setzen.

## VI.

Kontinuierliche Bogenkonstruktion. Die Knoten sind hier die Punkte über die Zwischenstützen, wo Bogen und Stützen zusammentreffen. Zur Festhaltung eines jeden Knotens sind eigentlich drei Bedingungen erforderlich; sieht man aber von der Verkürzung der Säulen ab, die im Vergleich zu den übrigen Formänderungen keine Bedeutung hat, kommt man auch hier mit zwei Bedingungen aus. In jedem der Knoten a und b (Abb. 9) wird daher nur ein wagerechter Z-Stab, $Z_r$, $Z_s$, hinzugefügt, der in einem Punkte ($O_a$ oder $O_b$) des vom Knoten ausgehenden steifen Armes angeschlossen ist, in der Höhe $c_r$ oder $c_s$ über den Knoten, und auf diese Arme wirken die Momente $Z_a$ und $Z_b$. Der Kürze halber beschränken wir uns auf symmetrische Bogen, mit den Widerlagern in der nämlichen Wagerechten; die Erweiterung auf unsymmetrische Bogen begegnet indessen keinen prinzipiellen Schwierigkeiten.

Bei Berechnung des einzelnen Bogens wird als überzählig eingeführt: der Horizontalschub $X_c$, in der Höhe $\eta$ über den Widerlagern wirkend, sowie die Momente $X_a$ und $X_b$ (Abb. 9), so daß die Biegungsmomente in den Widerlagerquerschnitten

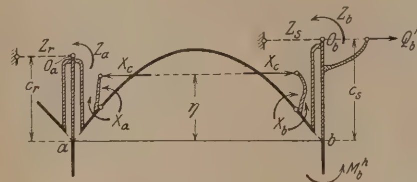


Abb. 9.

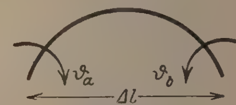


Abb. 10.

die Größen: $-X_a + X_c\,\eta$ und $-X_b + X_c\,\eta$ haben. Wenn $c_r$ so bestimmt angenommen wird, daß $Z_{ar} = 0$, kann gesetzt werden:

$$\left.\begin{aligned} \zeta_a &= \zeta_{0a} + \tau_a\,Z_a, \qquad \zeta_r = \zeta_{0r} + \varepsilon_r\,Z_r \\ \text{wo} \quad Z_a &= X_a + X_c\,(c_r - \eta), \qquad Z_r = -X_c \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots (30$$

Mit beliebiger Belastung und mit den in Abb. 10 angedeuteten Bewegungen der Widerlager, nämlich: die Drehungen $\vartheta_a$ und $\vartheta_b$ (positiv für die in Abb. 10 angegebenen Pfeilrichtungen) und eine Vergrößerung $\Delta\,l$ der wagerechten Spannweite, lauten die Elastizitätsgleichungen für den einzelnen eingespannten Bogen:

$$X_a\,\delta_{aa} + X_b\,\delta_{ba} = \sum P_m\,\delta_{ma} - \vartheta_a$$

$$X_a\,\delta_{ab} + X_b\,\delta_{bb} = \sum P_m\,\delta_{mb} - \vartheta_b$$

$$X_c\,\delta_{cc} = \sum P_m\,\delta_{mc} - \Delta\,l + \eta\,(\vartheta_a + \vartheta_b).$$

Wenn die Bewegungen $\vartheta$ und $\Delta\,l$ durch die Größen $\zeta$ hier ausgedrückt werden sollen, ist zu setzen:

$$\vartheta_a = \zeta_a, \quad \vartheta_b = -\zeta_b, \quad \Delta\,l = c_r\,\zeta_a - c_s\,\zeta_b + \zeta_s - \zeta_r,$$

und falls die Koeffizienten $\delta_{aa}$, $\delta_{ab}$, .... und die Verschiebungen $\delta_{ma}$, .... mit irgendeinem Faktor K vervielfältigt erscheinen, beispielsweise $E\,J_c$ oder dgl., ist derselbe Faktor den Größen $\zeta$ zuzufügen, was hier, ähnlich wie oben, durch die Schreibweise $\zeta'$ ausgedrückt werden soll; es ist also hier: $\zeta' = K\,\zeta$. Schreibt man endlich der Kürze halber:

$$\sum P_m\,\delta_{ma} \sim P_a, \quad \sum P_m\,\delta_{mb} \sim P_b, \quad \ldots$$

und werden gleichzeitig die Werte von $\zeta_a$ und $\zeta_r$ nach (30) eingeführt, lauten die Gleichungen:

$$X_a\,\delta_{aa} + X_b\,\delta_{ba} = P_a - \zeta'_{0a} - \tau'_a\,X_a - \tau'_a\,X_c\,(c_r - \eta)$$

$$X_a\,\delta_{ba} + X_b\,\delta_{bb} = P_b + \zeta'_b$$

$$X_c\,\delta_{cc} = P_c + \zeta'_{0r} - \zeta'_s - (c_r - \eta)\,\zeta'_{0a} + (c_s - \eta)\,\zeta'_b - \tau'_a\,(c_r - \eta)\,X_a - (\varepsilon'_r + \tau'_a\,(c_r - \eta)^2)\,X_c.$$

Durch Auflösung dieser Gleichungen werden die X durch $\zeta'_b$, $\zeta'_s$ und bekannte Größen ausgedrückt erhalten, d. h. bekannt, wenn im voraus die Berechnung durchgeführt ist für das links von a gelegene System. Mit den Bezeichnungen:

$$\left.\begin{aligned} \delta'_{cc} &= \delta_{cc} + \varepsilon'_r + \tau'_a\,(c_r - \eta)^2; \qquad k_a = \frac{\tau_a\,(c_r - \eta)}{\delta'_{cc}} \\ \delta'_{aa} &= \delta_{aa} + \tau'_a - k_a^2\,\delta'_{cc}; \qquad D = \delta'_{aa}\,\delta_{bb} - \delta_{ab}^2 \\ \frac{1}{[\delta_{cc}]} &= \frac{1}{\delta'_{cc}} + k_a^2\,\frac{\delta_{bb}}{D}, \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots (31$$

und ferner:

$$\left.\begin{array}{l} X_a^0 = \frac{1}{D}\left[(P_a - k_a P_c)\,\delta_{bb} - P_b\,\delta_{ab}\right] \\ X_b^0 = \frac{1}{D}\left[P_b\,\delta'_{aa} - (P_a - k_a P_c)\,\delta_{ab}\right]; \quad X_c^0 = \frac{P_c}{\delta'_{cc}} \end{array}\right\} \quad \ldots \ldots (32$$

lauten die Lösungen:

$$\left.\begin{array}{l} X_a = X_a^0 - \frac{\delta_{bb}}{D}\left\{k_a(\zeta'_{0r} - \zeta'_s) + [1 - k_a(c_r - \eta)]\,\zeta_{0a} \right. \\ \qquad\qquad \left. + \left[\frac{\delta_{ab}}{\delta_{bb}} + k_a(c_s - \eta)\right]\zeta'_b\right\} \\ X_b = X_b^0 + \frac{\delta_{ab}}{D}\left\{k_a(\zeta'_{0r} - \zeta'_s) + [1 - k_a(c_r - \eta)]\,\zeta'_{0a} \right. \\ \qquad\qquad \left. + \left[\frac{\delta'_{aa}}{\delta_{ab}} + k_a(c_s - \eta)\right]\zeta'_b\right\} \\ X_c = X_c^0 - k_a X_a^0 + \frac{1}{[\delta_{cc}]}(\zeta'_{0r} - \zeta'_s) \\ \qquad - \left(\frac{c_r - \eta}{[\delta_{cc}]} - k_a\frac{\delta_{bb}}{D}\right)\zeta'_{0a} + \left(\frac{c_s - \eta}{[\delta_{cc}]} + k_a\frac{\delta_{ab}}{D}\right)\zeta'_b \end{array}\right\} (33$$

Außer den vom Bogen herrührenden Beiträgen zu den Kräften Z im Knoten b sind noch die von der Säule b gelieferten zu erwähnen. Diese Säule ist oben im Punkte $O_b$ gestützt und hat auf der oberen Strecke $c_s$ unendlich großes Trägheitsmoment. Wenn das Trägheitsmoment für die untere Strecke h (vom Widerlager nach unten) unveränderlich ist, gleich $J^h$, und wenn die Tangente in $O_b$ um den Winkel $\zeta_b$ gedreht und der Stützpunkt $O_b$ um die Strecke $\zeta_s$ nach rechts verschoben wird (siehe Abb. 11), ergeben sich die folgenden Ausdrücke für die am oberen Ende auf die Säule einwirkenden Kräfte ($M^h$ positiv mit dem Uhrzeiger, $Q^h$ positiv nach links):

Abb. 11.

mit fester Einspannung am unteren Ende:

$$M^h = \frac{4EJ^h}{h}\left[1 + 3\frac{c_s}{h}\left(1 + \frac{c_s}{h}\right)\right]\zeta_b - \frac{6EJ^h}{h^2}\left(1 + 2\frac{c_s}{h}\right)\zeta_s$$

$$Q^h = \frac{6EJ^h}{h^2}\left(1 + 2\frac{c_s}{h}\right)\zeta_b - \frac{12EJ^h}{h^3}\zeta_s;$$

wird hier, in Übereinstimmung mit (2), gesetzt:

$$\mu = \frac{EJ^h}{hK} \text{ und } \zeta' = K\zeta, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (34$$

können diese Ausdrücke geschrieben werden:

$$\left.\begin{array}{l} M^h = 4\mu\left[1 + 3\frac{c_s}{h}\left(1 + \frac{c_s}{h}\right)\right]\zeta'_b - \frac{6\mu}{h}\left(1 + 2\frac{c_s}{h}\right)\zeta'_s \ldots \\ Q^h = \frac{6\mu}{h}\left(1 + 2\frac{c_s}{h}\right)\zeta'_b - \frac{12\mu}{h^2}\zeta'_s \ldots \ldots \ldots \end{array}\right\} (35$$

für gelenkige Lagerung ergibt sich dagegen:

$$\left.\begin{array}{l} M^h = 3\mu\left(1 + \frac{c_s}{h}\right)^2\zeta'_b - \frac{3\mu}{h}\left(1 + \frac{c_s}{h}\right)\zeta'_s \ldots \ldots \\ Q^h = \frac{3\mu}{h}\left(1 + \frac{c_s}{h}\right)\zeta'_b - \frac{3\mu}{h^2}\zeta'_s \ldots \ldots \ldots \end{array}\right\} (35a$$

Wenn von der Einwirkung dieser Kräfte auf den Knoten die Rede ist, werden sie positiv gerechnet: $M^h$ gegen den Uhrzeiger, $Q^h$ nach rechts. Aus den Gleichgewichtsbedingungen für den Knoten b wird nun erhalten:

$$Z_b = -X_b - X_c(c_s - \eta) - M^h; \quad Z_s = X_c + Q^h, \quad \ldots \ldots (36$$

und hieraus können dann, mit Hilfe von (33) und (35), die Ausdrücke für $Z_{bb}$, $Z_{bs}$ und $Z_{ss}$ gebildet werden.

Mit $\zeta'_b = -1$, $\zeta'_s = 0$ ergibt sich, indem die Säule im folgenden stets als unten eingespannt vorausgesetzt wird:

$$\left.\begin{array}{l} Z'_{bb} = \frac{\delta'_{aa}}{D} + 2k_a(c_s - \eta)\frac{\delta_{ab}}{D} + \frac{(c_s - \eta)^2}{[\delta_{cc}]} \\ \qquad\qquad + 4\mu\left[1 + 3\frac{c_s}{h}\left(1 + \frac{c_s}{h}\right)\right] \end{array}\right\} (37$$

$$Z'_{sb} = -\frac{c_s - \eta}{[\delta_{cc}]} - k_a\frac{\delta_{ab}}{D} - \frac{6\mu}{h}\left(1 + 2\frac{c_s}{h}\right)$$

und $Z'_{sb} = 0$ führt zu:

$$c_s = \eta - \frac{k_a\frac{\delta_{ab}}{D} + \frac{6\mu}{h}\left(1 + \frac{2\eta}{h}\right)}{\frac{1}{[\delta_{cc}]} + \frac{12\mu}{h^2}}. \quad \ldots \ldots (38$$

Mit $\zeta'_s = -1$, $\zeta'_b = 0$ wird erhalten:

$$Z'_{ss} = \frac{1}{[\delta_{cc}]} + \frac{12\mu}{h^2}. \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (37a$$

Endlich werden $Z_{b0}$ und $Z_{s0}$ aus (33) und (36) gebildet, indem $\zeta'_b = \zeta'_s = 0$ gesetzt wird; die Säule gibt keinen Beitrag zu diesen Größen.

Im ersten Felde ist, falls a hier eine feste Einspannung bedeutet, $\zeta_a = \zeta_r = 0$ und somit auch $\tau_a = \varepsilon_r = k_a = 0$, $\zeta_{0a} = \zeta_{0r} = 0$. Im letzten Felde ist zu setzen, falls b hier eine feste Einspannung ist, $\zeta_b = \zeta_s = 0$, womit nach (33) unmittelbar die X-Größen bestimmt werden können, sodann $\zeta_a$ und $\zeta_r$ mittels (30) usw.

## VII.

Eine aus geraden Balken aufgebaute einstöckige Rahmenkonstruktion ist zwar ein spezieller Fall der kontinuierlichen Bogenkonstruktion, wird aber doch besser unabhängig hiervon behandelt. Wenn auf die Verkürzung der Säulen keine Rücksicht genommen wird, braucht man auch hier nur

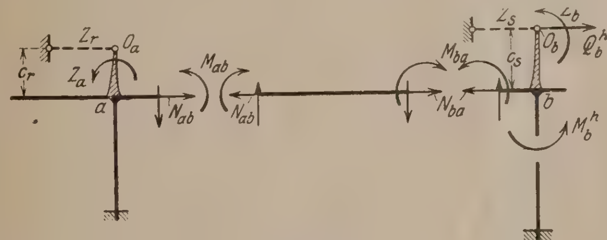



Abb. 12.

zwei Z-Größen für jeden Knoten, wie in Abb. 12 gezeigt. Unter der Voraussetzung, daß $c_r$ durch $Z_{ar} = 0$ bestimmt ist, kann gesetzt werden:

$$\left.\begin{array}{ll} \zeta_a = \zeta_{0a} + \tau_a Z_a, & \zeta_r = \zeta_{0r} + \varepsilon_r Z_r \\ \text{wo} \quad Z_a = -M_{ab} - N_{ab} c_r, & Z_r = N_{ab} \end{array}\right\} \quad \ldots \ldots (39$$

$N_{ab}$ bezeichnet die Normalkraft im Balken bei a, positiv als Zug.

Um die Momente und Normalkräfte im Balken durch die vier ζ-Größen in a und b auszudrücken, hat man teils die Gleichungen (3), teils den Umstand, daß die von den Normalkräften hervorgerufene Längenänderung des Balkens a b gleich dem Unterschied zwischen den wagerechten Verschiebungen $\zeta_r - c_r\zeta_a$ und $\zeta_s - c_s\zeta_b$ der Knoten a und b sein muß. Obwohl es somit einfach genug ist, auf die Längenänderung des Balkens Rücksicht zu nehmen, wollen wir doch hier dieselbe als verschwindend betrachten und die beiden erwähnten Ver-

schiebungen somit gleich setzen. Hierdurch wird erhalten, unter Benutzung von (39):

$$\zeta_{0r} + \varepsilon_r N_{ab} - c_r \zeta_{0a} + \tau_a c_r M_{ab} + \tau_a c_r^2 N_{ab} = \zeta_s - c_s \zeta_b$$

und weiter ergeben die Gl. (3), mit $\mu$ statt $\mu_{ab}$:

$$M_{ab} = 2\mu\left(2\zeta_{0a} - 2\tau_a M_{ab} - 2\tau_a c_r N_{ab} + \zeta_b\right) + M_{ab}^0$$
$$M_{ba} = 2\mu\left(\zeta_{0a} - \tau_a M_{ab} - \tau_a c_r N_{ab} + 2\zeta_b\right) + M_{ba}^0$$

Die Auflösung liefert, indem die Determinante

$$D = \varepsilon_r(1 + 4\mu\tau_a) + \tau_a c_r^2 \quad \ldots\ldots\ldots (40$$

$$\left.\begin{aligned} N_{ab} &= \frac{1}{D}\Big[c_r\zeta_{0a} - (2\mu\tau c_r + (1+4\mu\tau\ c_s)\zeta_b \\ &\qquad + (1+4\mu\tau)(\zeta_s - \zeta_{0r}) - \tau c_r M_{ab}^0\Big] \\ M_{ab} &= \frac{1}{D}\Big[4\mu\varepsilon_r\zeta_{0a} + 2\mu(\varepsilon_r + \tau_a c_r(c_r + 2c_s))\zeta_b \\ &\qquad - 4\mu\tau_a(\zeta_s - \zeta_{0r}) + (\varepsilon_r + \tau_a c_r^2)M_{ab}^0\Big] \\ M_{ba} &= \frac{1}{D}\Big[2\mu\varepsilon_r\zeta_{0a} + 2\mu(2\varepsilon_r(1+3\mu\tau_a) \\ &+ \tau_a c_r(2c_r + c_s))\zeta_b - 2\mu\tau_a c_r(\zeta_s - \zeta_{0r}) - 2\mu\tau_a\varepsilon_r M_{ab}^0\Big] + M_{ba}^0. \end{aligned}\right\} (41$$

Aus den Gleichgewichtsbedingungen für den Knoten b wird erhalten:

$$Z_b = -M_{ba} + N_{ba} c_s - M^h; \qquad Z_s = -N_{ba} + Q_h$$

so daß jetzt die Koeffizienten gebildet werden können (mittels 41):

$$Z'_{bb} = \frac{1}{D}\left[4\mu\varepsilon_r(1+3\mu\tau_a) + 4\mu\tau_a c_r(c_r + c_s) + (1+4\mu\tau_a)c_s^2\right]$$
$$+ 4\mu_h\left[1 + 3\frac{c_s}{h}\left(1 + \frac{c_s}{h}\right)\right]$$
$$Z'_{sb} = Z'_{bs} = -\frac{1}{D}\left[c_s + 2\mu\tau_a(c_r + 2c_s)\right] - \frac{6\mu_h}{h}\left(1 + 2\frac{c_s}{h}\right)$$
$$Z'_{ss} = \frac{1+4\mu\tau_a}{D} + \frac{12\mu_h}{h^2} = \frac{1}{\varepsilon_s}$$

wo $\mu_h$ sich auf die Säule bezieht, und diese als unten eingespannt vorausgesetzt wurde.

$Z_{sb} = 0$ ergibt:

$$c_s\left(\frac{1+4\mu\tau_a}{D} + \frac{12\mu_h}{h^2}\right) = -\left(\frac{2\mu\tau_a c_r}{D} + \frac{6\mu_h}{h}\right)$$
$$c_s = -\varepsilon_s\left(\frac{2\mu\tau_a c_r}{D} + \frac{6\mu_h}{h}\right)$$

Endlich ist:

$$Z_{b0} = \frac{1}{D}\Big[(c_r c_s - 2\mu\varepsilon_r)(\zeta_{0a} - \tau_a M_{ab}^0)$$
$$- (c_s + 2\mu\tau_a(c_r + 2c_s))\zeta_{0r}\Big] - M_{ba}^0$$
$$Z_{s0} = -\frac{1}{D}\left[c_r(\zeta_{0a} - \tau_a M_{ab}^0) - (1+4\mu\tau_a)\zeta_{0r}\right]$$

## VIII.

Bei der hier entwickelten stufenweisen Berechnung wurde bisher vorausgesetzt, daß der neue Systemteil dem früheren nur in einem Knoten angeschlossen werden soll. Selbst wenn dies nicht mehr der Fall ist, bleibt die Methode prinzipiell unverändert, nur wird die Herleitung der notwendigen Formeln im allgemeinen etwas beschwerlicher werden. Der einfachste Fall ist der, wo die Knotenpunktfigur unbeweglich ist, so daß nur die Knotendrehwinkel als überzählig einzuführen sind, und nicht viel schwieriger wird die Sache, wenn die Knotenpunktfigur mittels einiger weniger Z-Stäbe unbeweglich gemacht werden kann.

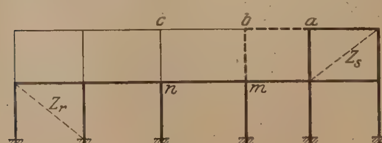


Abb. 13.

Als Beispiel betrachten wir das System in Abb. 13 mit einer beliebigen Zahl von Stockwerken und Feldern. Es ist hier nur nötig, einen Z-Stab in jedem Stockwerk einzuführen. Vorläufig wird nur das System mit unbeweglicher Knotenpunktfigur ins Auge gefaßt, und wir nehmen an, mit der Berechnung des untersten Stockwerks fertig und im nächstfolgenden bis zum Knoten a gelangt zu sein. Wenn dann der neue Systemteil a b – m hinzugefügt werden soll, kann angesetzt werden:

$$\left.\begin{aligned} \zeta_a &= \zeta_{0a} - \tau_{aa} M_{ub} - \tau_{am} M_{mb} \\ \zeta_m &= \zeta_{0m} - \tau_{ma} M_{ab} - \tau_{mm} M_{mb} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (42$$

wo $\tau_{am} = \tau_{ma}$. Nach (3) können dann vier Gleichungen aufgeschrieben werden, mittels welcher die Momente $M_{ab}$, $M_{ba}$, $M_{mb}$, $M_{bm}$ in $\zeta_b$ und lauter bekannten Größen ausgedrückt werden, und die Auflösung dieser Gleichungen wird noch recht einfach, indem zwei derselben nur $M_{ab}$ und $M_{mb}$ enthalten. Die Aufstellung der Elastizitätsgleichung für den Knoten b ist somit sehr einfach, und wenn $\zeta_b$ hieraus bestimmt ist, kann $\zeta_m$ mittels (42) und weiter $\zeta_n$ mittels der in der vorausgehenden Rechnung benutzten Relation zwischen $\zeta_m$ und $\zeta_n$ ermittelt werden.

Aus der Elastizitätsgleichung für den Knoten b wird sofort $\tau_{bb} = \frac{1}{Z_{bb}}$ erhalten, als der Wert von $\zeta_b$ der $Z_{b0} = 1$ entspricht, und der diesem $\zeta_b$ entsprechende Wert von $\zeta_n$ (der wie oben hergeleitet werden kann) ist gleich $\tau_{nb}$. Hiermit ist auch $\tau_{bn}$ ($= \tau_{nb}$) bekannt, d. h. dasjenige $\zeta_b$, das von einem Momente 1 in n hervorgerufen wird, und auf demselben Wege wie zuvor (b—m—n) kann dann das diesem $\zeta_b$ entsprechende $\zeta_n (= \tau_{nn})$ hergeleitet werden. — Endlich treten die gefundenen $\zeta_b$ und $\zeta_n$ in der folgenden Berechnung, wo der Systemteil b—c—n hinzugefügt werden soll, als $\zeta_{0b}$ und $\zeta_{0n}$ auf.

Ist es notwendig gewesen, die Knotenpunktfigur durch Hinzufügung einer Anzahl von Z-Stäben, $Z_r$, $Z_s$, ..., unbeweglich zu machen, fehlt noch die Berechnung der entsprechenden $\zeta_r$, $\zeta_s$, ... und die hiermit folgende Richtigstellung der Knotendrehwinkel. Man wendet hierbei das Verfahren in Abschnitt III an. Wenn die Zahl der Z-Stäbe nicht zu groß ist, stellt man am besten alle die Gleichungen $Z_r = 0$, $Z_s = 0$, .... auf einmal auf und führt die Auflösung einer solchen einzelnen Gruppe von Gleichungen auf gewöhnliche Weise durch. Außer der obigen Berechnung, die die Wirkung der äußeren Belastung für die unbewegliche Knotenpunktfigur liefert, hat man dann noch ähnliche Berechnungen für die „Belastungen" $\zeta_r = -1$, $\zeta_s = -1$, ... durchzuführen. Die dem Zustande $\zeta_s = 0$, $\zeta_r = 0$, ... oder dem Zustande $\zeta_r = -1$, $\zeta_s = \zeta_t = 0$, ... entsprechenden Z-Spannungen werden unschwer als die Summe der Querkräfte aller Säulen desselben Stockwerks gefunden, und diese Querkräfte werden mittels (3) auf ähnliche Weise wie (15) in Abschnitt III hergeleitet. Man läßt praktisch $Z_r$, $Z_s$, ... nur die wagerechten Teilkräfte der Z-Spannungen bedeuten.

Man könnte gewiß auch eine stufenweise Berechnung von $\zeta_r$, $\zeta_s$, ... ausführen, aber eine solche würde sich doch zuletzt nur als eine verdeckte Elimination herausstellen und soll daher hier nicht weiter untersucht werden.

Derselbe Einwand könnte vielleicht auch gegen die ganze hier entwickelte Methode gemacht werden, und demgegenüber kann nur sofort zugegeben werden, daß die Methode wohl als eine Art Elimination angesprochen werden kann, aber immerhin doch eine Elimination, wo jeder einzelne Schritt eine ganz bestimmte statische Bedeutung hat; und das ist doch wohl alles, was von einer statischen Rechnungsmethode gefordert werden kann.

Wenn die Knotenpunktfigur nur durch Hinzufügung vieler Z-Stäbe unbeweglich gemacht werden kann, wird es vorteilhafter sein, jeden Knoten für sich festzuhalten, genau wie in Abschnitt IV. Die stufenweise Berechnung kann wieder auf die nämliche Weise durchgeführt werden, nur wird die Herleitung der nötigen Formeln natürlich umso komplizierter, je mehr Anschlußpunkte der neue Systemteil mit dem schon berechneten System gemeinsam haben muß.

# AUSBILDUNG UND BERECHNUNG VON EINTEILIGEN UND MEHRTEILIGEN DRUCKSTÄBEN.

*Von Prof. H. Kayser, Darmstadt.*

***Übersicht.*** Nach einem kurzen Überblick über die üblichen Berechnungen wird auf den Einfluß der Biegungsmomente infolge exzentrischen Kraftanschlusses oder zufälliger Verbiegung der Stabachse hingewiesen. Für die Vergitterung doppelwandiger Druckstäbe werden einfache und praktische Verfahren hergeleitet, die es ermöglichen, den Querschnitt der Vergitterung und die Anschlüsse an die Gurtungen in einfacher Weise zu berechnen. In dem zweiten Teile des Aufsatzes werden doppelteilige Druckstäbe behandelt, die durch Bindebleche oder volle Bleche verbunden sind, und es werden auch für diese einfache Rechnungsverfahren hergeleitet. Schließlich wird auf die Bedeutung versuchstechnischer Verfahren hingewiesen, welche es ermöglichen, die Tragkraft von Druckstäben aus dem Maß der Ausbiegung durch senkrecht zur Stabachse wirkende Belastungen in Verbindung mit Spannungsmessungen zu beurteilen.

## I. Teil.

## „Einteilige und vergitterte mehrteilige Stäbe."

Die Berechnung von Druckstäben kann in den einfachsten Fällen nach den von Euler und Tetmajer aufgestellten Formeln erfolgen. Für die Berechnung gegliederter Stäbe hat Professor Krohn im Zentralblatt der Bauverwaltung Jahrgang 1908, Seite 559 ff. ein brauchbares Verfahren angegeben[1]). Die Eulerformel kommt für Stäbe in Anwendung, deren Schlankheitsgrad $\frac{l}{i}$ für Flußeisen $< 105$ ist; sie liefert den Sicherheitsgrad $\mathfrak{S} = \frac{R}{P}$, wobei $R = \frac{\pi^2 E J}{l^2}$; $\mathfrak{S}$ ist zu $4 \div 5$ anzunehmen. Ist das Längenverhältnis $\frac{l}{i} < 105$, ergibt sich die Knickspannung auf Grund der von Tetmajer nach Versuchen aufgestellten Formeln zu

$$\sigma_k = 3100\left(1 - 0{,}00368\,\frac{l}{i}\right)$$

Den Sicherheitsgrad $\mathfrak{S}$ wähle man so, daß er für $\frac{l}{i} = 100$ mit dem verlangten Sicherheitsgrad der Eulerformel übereinstimmt und mit abnehmendem Längenverhältnis kleiner wird. Das Gesetz für die Abnahme des Sicherheitsgrades kann man in Anlehnung an die badischen Vorschriften nach folgenden Formeln wählen:

$$\mathfrak{S} = 2{,}5 + 0{,}025\,\frac{l}{i}$$

falls für die Eulerformel $\mathfrak{S} = 5$ und

$$\mathfrak{S} = 2{,}5 + 0{,}015\,\frac{l}{i}$$

falls für die Eulerformel $\mathfrak{S} = 4$. Die erforderliche Querschnittsfläche ist dann $F = \frac{P\,\mathfrak{S}}{\sigma_k}$.

Für alle wichtigeren Druckstäbe sowie für typische Stäbe in großen Bauwerken und Druckstäbe von besonderen Abmessungen empfiehlt sich eine Nachrechnung des Stabes auf Grund der möglichen Verbiegung der Stabachse infolge exzentrischer Kraftwirkung oder vorhandener Ausbiegung

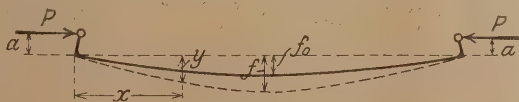


Abb. 1.

der Stabachse, wie sie durch Eigengewicht, Schnee und Wind oder infolge zufälliger Belastung quer zur Stabachse entsteht und infolge von Mängeln des Materials und der Ausführung oder anderer Ursachen möglich ist. Ist eine solche anfängliche Ausbiegung $f_0$ vorhanden, so vergrößert sie sich unter dem Einfluß der um a exzentrisch angreifenden Kraft P um $f'$ auf $f = f_0 + f'$ (vgl. Abb. 1).

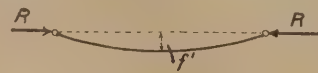


Abb. 2.

Die Kraft, die achsrecht am Ende des geraden Stabes angreifend (vgl. Abb. 2) bei einer beliebigen Ausbiegung die Biegungsarbeit leistet, ist (vgl. zu den folgenden Ausführungen H. Kayser, Beziehungen zwischen Druckfestigkeit und Biegungsfestigkeit, Zeitschrift des VDI 1917, Seite 92):

$$R = \frac{\pi^2 E J}{l^2} = \text{Biegungswiderstand.}$$

Erteilt man den beiden Systemen (Abb. 1 u. Abb. 2) eine kleine virtuelle Ausbiegung df, so muß die Arbeit der äußeren Kräfte für die beiden Belastungsfälle (P und R) gleich sein, also

$$P\, d\Delta l = R\, d\Delta l'$$

wenn $\Delta l$ = Verschiebung des Angriffspunktes von P infolge Vergrößerung der Ausbiegung $f_0$ auf f.

$\Delta l'$ = Verschiebung des Angriffspunktes von R infolge einer Ausbiegung des (geraden) Stabes um $f' = f - f_0$ auf $f'$ und $d\Delta l$ u. $d\Delta l'$ = Vergrößerung dieser beiden Verschiebungen infolge Vergrößerung der Ausbiegung um df.

Unter Zugrundelegung einer Sinuslinie als Biegelinie ist:

$$\Delta l = \frac{\pi^2 (f^2 - f_0^2)}{4 l} + \frac{\pi f}{l} \cdot 2a$$

$$d\Delta l = \frac{\pi^2 f}{2 l} + \frac{\pi \cdot 2a}{l}$$

$$\Delta l' = \frac{\pi^2 (f - f_0)^2}{4 l}$$

$$d\Delta l' = \frac{\pi^2 (f - f_0)}{2 l}$$

Nach Einsetzen in die obige Arbeitsgleichung:

$$P\,\frac{\pi}{l}\left(\frac{\pi f}{2} + 2a\right) = \frac{R\,\pi^2 (f - f_0)}{2 l}$$

$$f = \frac{R f_0 + \frac{4}{\pi} P a}{R - P} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1$$

Für den Grenzfall a = 0 ergibt sich der bekannte Wert:

$$f = \frac{R f_0}{R - P}$$

(vgl. Föppl, Technische Mechanik Band III, 6. Auflage, Seite 364) und für den Grenzfall $f_0 = 0$ der ebenfalls bekannte Wert:

$$f = \frac{P}{R - P} \cdot \frac{4a}{\pi}$$

In manchen Fällen wird es bei vorhandener Exzentrizität zweckmäßig sein, mit dieser zu rechnen; in anderen Fällen wird eine Verbiegung der Stabachse in erster Linie zu berücksichtigen sein. Meistens ist die Größe dieser beiden Werte rechnerisch nicht zu ermitteln und muß der Schätzung des Konstrukteurs überlassen bleiben.

Unter normalen Verhältnissen kann empfohlen werden,

$$a = f_0 = \frac{l}{300}$$

anzunehmen.

Mit Rücksicht auf die Bedeutung des Bauwerkes, auf die Möglichkeit von Verbiegungen infolge unvorhergesehener Belastungen, auf Sorgfalt der Ausführung und andere Umstände kann der Wert nach oben und unten verändert werden zwischen den Grenzen:

$$a = f_0 = \frac{l}{150} \div \frac{l}{600}$$

---

[1]) Weitere Literaturquellen sind folgende: Föppl, Technische Mechanik. — Ostenfeld, Z. d. V. D. I. 1898, S. 1462. — Kirsch, Z. d. V. D. I. 1905, S. 1907. — Kayser, Zentralblatt der Bauverwaltung 1910, S. 304. — Kayser, Eisenbau 1910, S. 146. — Müller-Breslau, Eisenbau 1911, S. 339. — Brick, Eisenbau 1911, S 328. — Kayser, Zentralblatt der Bauverwaltung 1912, S. 121. — Schnapp, Zentralblatt der Bauverwaltung 1915, S. 309. — Mörike, Der Bauingenieur 1922, S. 617.

Mit dem Mittelwert $\frac{1}{300}$ ergibt sich:

$$f = \frac{1}{300} \cdot \frac{R + \frac{4}{\pi} P}{R - P}$$

Die Biegelinie kann dann als Sinuslinie nach dem Gesetz

$$y = f \sin\left(\frac{\pi}{l} x\right)$$

angesehen werden. Je nach der konstruktiven Durchbildung des Druckstabes entweder als einteiliger Stab oder als doppelteiliger Stab mit Verbindung der beiden Teile

A. durch Vergitterung,
B. durch Bindebleche,
C. durch eine volle Querwand

dient diese Formel zur Berechnung sowohl der Zusatzspannungen des Hauptstabes wie der Spannungen in den Bindeblechen, Gitterstäben usw.

Für einen einteiligen Druckstab tritt infolge der Verbiegung zu der Druckspannung in der Stabmitte noch eine erhebliche Biegungsspannung. Die Gesamtspannung ist

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{P}{F} \pm \frac{P(a+f)}{W} = \frac{P}{F}\left(1 \pm \frac{(a+f)F}{W}\right)$$

Diese Druckbiegespannung darf, da die Voraussetzungen der Rechnung ungünstige sind, größer gewählt werden, als normal zulässig ist. Es kann die zulässige Größe von $\sigma$ aus der Erwägung bestimmt werden, daß durch das 2-fache Biegungsmoment höchstens eine Spannung gleich der Elastizitätsgrenze $\sigma_e$ erreicht wird. Die Spannung soll außerdem den Wert 1500 bis 1600 kg/cm² nicht überschreiten, so daß für alle Fälle für weitere Zufälligkeiten, größere Lasten, dynamische Einflüsse und dergleichen, noch ein gewisser Spielraum vorhanden ist. Es muß also sein

$$\sigma = \frac{\sigma_0 + \sigma_e}{2} \leq 1500 \text{ bis } 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Für doppelteilige Druckstäbe gestaltet sich die Berechnung folgendermaßen:

### A. Verbindung der beiden Stabhälften durch Vergitterung.

Verwandt werden in der Regel für die Gitterstäbe einfache biegungsfeste Profile. Es eignen sich hierzu ungleichschenklige Winkeleisen, kleine ⊔-Eisen oder Hespeneisen. Besonders zu achten ist auf eine genügende Anzahl Anschlußniete, um die auf den Stab entfallende Druck- oder Zugkraft auch tatsächlich aufnehmen zu können. Mit Rücksicht darauf empfiehlt es sich, den kürzeren Schenkel der ungleichschenkligen Winkeleisen nach außen zu legen. Die Querschnitte der Diagonalstäbe wähle man in erster Annäherung zu

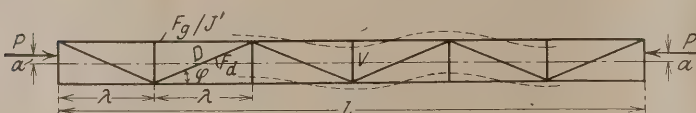


Abb. 3.

$$F_d = \frac{F'}{5} - \frac{F'}{10}$$

wenn $F_d$ = Querschnitt der Diagonalen in beiden Wänden zusammen genommen,
$F'$ = Querschnitt eines Gurtes (halber Querschnitt des Gesamtstabes).

Die Spannung D der Diagonalen setzt sich zusammen aus der Grundspannung $D_1$ infolge der elastischen Verkürzung des Stabes und der Zusatzspannung $D_2$ infolge exzentrischen Kraftangriffs und Verbiegung der Stabachse. Die Grundspannung entsteht dadurch, daß die Diagonalstäbe gezwungen sind, die elastische Formänderung der zugehörigen Randpunkte der Gurte mitzumachen. Sie erhalten demnach auch bei vollständig gerader Stabachse Druckspannungen, welche der Verkürzung des Hauptstabes entsprechen. Da bei der Verkürzung des Hauptstabes die Diagonalen wiederum mit ihren Seitenkräften senkrecht zur Stabachse auf die Gurtungen drücken, so werden diese sich verbiegen, und es wird hierdurch eine Entlastung der Diagonalstäbe eintreten. Außerdem aber wird auch der Hauptstab, der hierdurch bezüglich der Längskraft entlastet wird, weiterhin seine Form ändern. Die letztere Formänderung ist bei den üblichen Verhältnissen von Vergitterungsquerschnitt zu Gurtungsquerschnitt klein und kann bei der Unsicherheit der Rechnungsgrundlagen vernachlässigt werden. Wenn man diese zweite Formänderung aber vernachlässigt, so hat man ein einfaches Verfahren, die Grundspannung zu berechnen, denn es müssen offenbar die infolge der Spannungen in den Diagonalen auf die Gurtungen wirkenden Querkräfte im Gleichgewicht mit den Biegungsspannungen der Gurtungsteile stehen.

Die Spannkräfte, die entstehen, wenn man sich die Gurtungen zunächst gerade bleibend denkt, sind

$$D_0 = -P \frac{F_d}{2F'} \cos^2 \varphi \quad \dots \dots \dots (2$$

worin bedeutet

P die Druckkraft,
$\varphi$ = Neigungswinkel der Diagonalen,
$F_d$ und $F'$ wie oben Querschnitt der Diagonalen und Gurtungen.

Betrachtet man weiterhin die Verbiegung der Gurtungen, die infolge der quer zur Stabachse wirkenden Komponenten der Diagonalspannkräfte (vgl. Abb. 4) eintritt, so muß die Bewegung $\delta'$ des Endpunktes der Diagonalen senkrecht zur Stabachse infolge der Entlastung der Diagonalen ebenso groß sein wie die Durchbiegung $\delta''$ der Gurtung infolge der weiterhin in den Diagonalen wirkenden Kräfte.

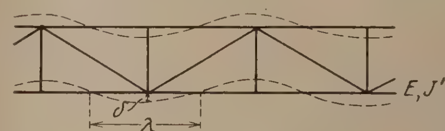


Abb. 4.

Ist $Q_0$ die im Knotenpunkt quer zur Stabachse gerichtete Resultierende der beiden Diagonalspannungen, und ist $\mu\, Q_0$ die in der Diagonale verbleibende, weiterhin auf die Gurtung wirkende Querkraft, so wird die Diagonale entlastet um $(1-\mu)\, Q_0$. Es besteht sonach die Beziehung

$$\delta' = \frac{1}{4} \cdot \frac{(1-\mu)\, Q_0}{\sin^2 \varphi} \cdot \frac{d}{E F_d}$$

und

$$\delta'' = \frac{1}{2} \cdot \frac{\mu\, Q_0 \lambda^3}{48\, E\, J'}$$

Aus $\delta' = \delta''$ folgt

$$\mu = \frac{1}{1 + \frac{\sin^2\varphi}{24} \cdot \frac{F_d \lambda^3}{J' d}} \quad \dots \dots \dots (3$$

Die Grundspannung, die sonach in der Diagonale verbleibt

$$D_1 = \mu\, D_0$$

Zu diesem Wert kommt noch hinzu die Zusatzspannung $D_2$ infolge Verbiegung der Stabachse und exzentrischen Kraftangriffs. Nach dem früher Gesagten beträgt die gesamte Ausbiegung in Stabmitte, die bei einer anfänglichen Ausbiegung $f_0$ durch eine um a exzentrisch angreifende Kraft P erzeugt wird,

$$y = f \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

wobei

$$f = \frac{R f_0 + \frac{4}{\pi} P a}{R - P}, \text{ im Mittel} = \frac{1}{300} \cdot \frac{R + \frac{4}{\pi} P}{R - P}$$

(vgl. Abb. 1). Das infolge dieser Ausbiegung durch P erzeugte Biegungsmoment ist danach

$$M = P f \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

so daß die Querkraft:

$$Q = \frac{dM}{dx} = \frac{P f \pi}{l} \cos\left(\frac{\pi}{l} x\right)$$

$$Q_{max} = \frac{P f \pi}{l} \sim \frac{P}{100} \cdot \frac{R + \frac{4}{\pi} P}{R - P}$$

und $$D_{2\,max} = \frac{Q_{max}}{\sin\varphi} \sim \frac{P}{100} \cdot \frac{R + \frac{4}{\pi} P}{R - P} \cdot \frac{1}{\sin\varphi} \quad \ldots \quad (4$$

Diese Formel erbringt zugleich den Nachweis der Knicksicherheit des Gesamtstabes. Wird nämlich $R = P$, so wird $D_2 = \infty$ (Knickbedingung). Gesamtspannung der Diagonale:

$$D = D_1 + D_2.$$

Die Werte $D_1$ sind dabei nur wenig voneinander verschieden, die Werte $D_2$ werden nach der Mitte zu bis o abnehmen; empfehlenswert ist es jedoch, mit Rücksicht auf die Unsicherheit der Form der Knickbiegelinie als kleinsten Wert in der Mitte

$$D_{2\,Mitte} = \frac{1}{2} D_{2\,max}$$

zu wählen. In der Mehrzahl der Fälle wird die Vergitterung der Stäbe mit einheitlichem Querschnitt entsprechend $D_{max}$ durchgeführt werden.

Weitere Zusatzspannungen entstehen in den Gitterstäben infolge des einseitigen Nietanschlusses und des dadurch erzeugten Biegungsmomentes.

Das Nietanschlußmoment für die vertikale Schwerachse y $N\xi$ (Abb. 5) wird wegen der meistens großen Steifigkeit des Gurtes des doppelteiligen Stabes fast ganz durch diesen aufgenommen und kann daher vernachlässigt werden. Das Nietmoment für die horizontale Schwerpunktsachse $N\eta'$ dagegen wird zum größten Teil durch den Versteifungswinkel übernommen, da einer Verbiegung der Stabenden um die x-Achse der Gurt des vergitterten Stabes nur einen geringen Widerstand entgegensetzt. Nach theoretischen Untersuchungen wird bei Beachtung der in Abb. 6 eingetragenen Bezeichnungen von dem Moment $M = N\xi$ auf die Diagonale folgender Anteil übertragen:

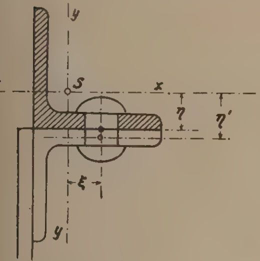


Abb. 5.

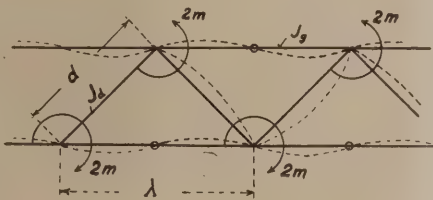


Abb. 6.

$$M' = \frac{N\xi}{1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{d}{\lambda} \cdot \frac{J_g}{J_d}} \quad \ldots \quad (5$$

ein Wert, der in den meisten Fällen klein ist. Von dem Nietmoment $M_1 = N\eta'$ wird an den Versteifungswinkel folgender Anteil abgegeben:

$$M_1' = \frac{N\eta'}{1 + \frac{d}{2b} \cdot \frac{J_g'}{J_d'}} \quad \ldots \quad (5a$$

Für das Trägheitsmoment $J_g'$ kommt im wesentlichen der horizontale Winkelschenkel des Gurtes in Betracht, also ein Wert, der schwer zahlenmäßig zu bestimmen ist, aber klein sein wird im Verhältnis zu $J_d'$. Daraus folgt, daß der größte Teil dieses Momentes durch den Gitterwinkel aufgenommen werden muß. Statt des Hebelarmes $\eta'$ darf für die Berechnung der Spannungen der etwas kleinere Wert $\eta$ eingesetzt werden (Abb. 7).

Die größte Randspannung entsteht im Punkte A (Abb. 8):

$$\sigma_A = -\frac{D}{F_d}\left(1 + \frac{\frac{4}{\pi} \cdot R}{R - D} \cdot \frac{F_d}{J_x} \eta^2\right) \quad \ldots \quad (6$$

wo $$R = \frac{\pi^2 E J_x}{d^2}$$

Zulässige Grenze dafür ist . . . . . . . . $\sigma = 1500\,kg/cm^2$.

Zulässige Spannung für die Anschlußniete $\left\{\begin{array}{l}\sigma_a = 1350 \;\;,, \\ \sigma_l = 2700 \;\;,,\end{array}\right.$

Die Pfosten haben die Aufgabe, die Knicksicherheit der Gurtung zwischen 2 Hauptknotenpunkten zu sichern sowie die Ausbiegung der Hauptknotenpunkte infolge der Wirkung der Diagonalspannungen dadurch zu vermindern, daß sie die Querkraft Q, auf beide Gurtungen gleichmäßig übertragen. Hierbei entstehen beträchtliche Zugspannungen in den Pfosten, welche sich durch Zerlegung der Querkraft, welche auf die Gurtungen entfällt, in 2 Hälften ergibt.

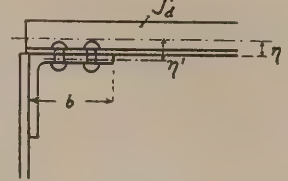


Abb. 7.

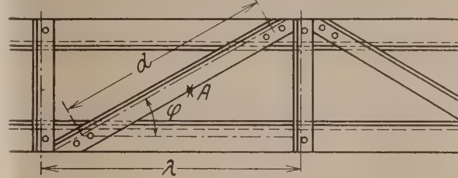


Abb. 8a.

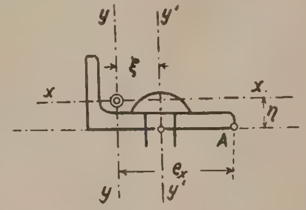


Abb. 8b.

Es wird

$$V = -\mu D_0 \sin\varphi = +\mu \frac{P F_d}{2 F'} \sin\varphi \cos^2\varphi \quad \ldots \quad (7$$

Diese Spannung kann für alle Pfosten gleich angenommen werden.

Die vorstehenden Erläuterungen gelten zunächst für das der Berechnung zugrunde liegende System, bestehend aus Wänden, Diagonalen und Pfosten. Werden die Pfosten weggelassen, so entstehen sowohl in den Diagonalen als auch in den Gurtungen wesentlich andere Grundspannungen. Die Biegespannungen dagegen bleiben die gleichen. Als größte Grundspannung kann jedoch auch hier mit einiger Annäherung der oben angegebene Wert angesehen werden, namentlich dann, wenn außer den Diagonalen noch einige Querrahmen die beiden Stabhälften miteinander verbinden.

## II. Teil.

## „Mehrteilige Stäbe mit Bindeblechen und vollen Querwänden."

### B. Berechnung von doppelteiligen Stäben mit Bindeblechen.

Die genaue Berechnung doppelteiliger Druckstäbe mit Bindeblechen ist von mancherlei Ursachen abhängig, welche sich zum großen Teil einer einwandfreien Ermittlung entziehen. Dazu gehören die zufällige Verbiegung der Stabachse, exzentrischer Kraftangriff, Ungleichartigkeiten in der Materialbeschaffenheit der beiden Stabhälften, Einspannung der Stabenden usw. Wie auch Versuche zeigen, ist die Biegelinie beim Knicken keineswegs eine vollständig stetige Kurve, sondern mit mancherlei Ungenauigkeiten behaftet. Es soll daher in der nachfolgenden Berechnung auf alle übertriebenen Feinheiten verzichtet und ein Verfahren in Vorschlag gebracht werden, welches den praktischen Bedürfnissen genügt und eine sichere und gleichartige Ausbildung der Stäbe gewährleistet.

Die Wirkung der Bindebleche besteht darin, daß sie bei der Verbiegung der Stabachse die horizontalen Schubkräfte aufnehmen. Sie können das nur, wenn sie mit mindestens 2 Nieten angeschlossen werden.

Den Abstand der Bindebleche wähle man, da sich mit der Entfernung $\lambda$ derselben die Zusatzbiegespannungen der Randstäbe vergrößern, nicht zu groß, etwa

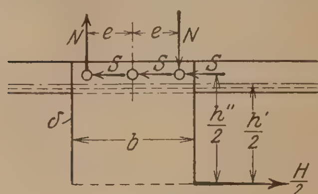



Abb. 9.

$$\lambda \leq \frac{100\,W'}{F'},$$

wobei sich W' und F' auf den Randstab beziehen. Die Berechnung der Bindebleche und ihrer Nietanschlüsse folgt aus der horizontalen Schubkraft H. Diese ist für ein Paar von Bindeblechen:

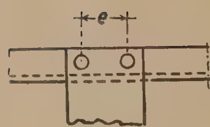



Abb. 10.

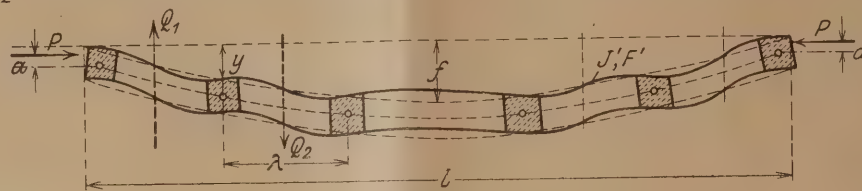



Abb. 11.

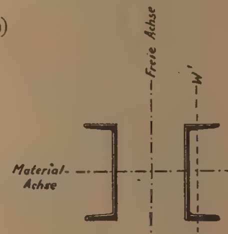



Abb. 12.

$$H = \frac{Q\,S}{J}\lambda \sim \frac{Q\lambda}{h'};$$

wobei $\lambda$ = Mittenentfernung der Bindebleche,

$h'$ = Abstand der Schwerpunkte der beiden Stabhälften.

Q ist unter denselben Annahmen wie vorher (Biegungslinie der Stabachse eine Sinuslinie von der Form $f \sin\left(\frac{\pi}{l}\,x\right)$)

$$Q = \frac{P f \pi}{l}\cos\left(\frac{\pi x}{l}\right) \text{ (sieh oben)},$$

also

$$H = \frac{\lambda}{h'}\,\frac{P f \pi}{l}\cos\left(\frac{\pi x}{l}\right),$$

mit Einführung des oben bestimmten Wertes von

$$f = \frac{l}{300}\cdot\frac{R + \frac{4}{\pi}P}{R - P}$$

und

$$\frac{\pi}{300} \sim \frac{1}{100}$$

$$H = \frac{P}{100}\cdot\frac{R + \frac{4}{\pi}P}{R - P}\cdot\frac{\lambda}{h'}\cos\left(\frac{\pi}{l}\,x\right).$$

$H_{max}$ in der Nähe des Auflagers:

$$H_{max} = \frac{P}{100}\cdot\frac{R + \frac{4}{\pi}P}{R - P}\,\frac{\lambda}{h'} \quad \ldots\ldots\ldots (8$$

Diese Werte gelten für beide Bindebleche (oben und unten), so daß also auf 1 Bindeblech $\frac{H}{2}$ entfällt (Abb. 9).

Die infolge dieser Schubkraft im Bindeblech entstehenden Beanspruchungen sind

$$\text{Scherspannung } \sigma_a = \frac{H}{2\,\delta\,b}$$

$$\text{Biegespannung } \sigma_b = \frac{H}{2}\cdot\frac{h''}{2}\cdot\frac{1}{\frac{\delta\,b^2}{6}}$$

Beide Spannungen sind in der Regel gering.

Zulässig ist für $\sigma_a = 1350$ kg/cm²
$\sigma_b = 1500$ „ „

Eventuell ist bei schwachen Bindeblechen und größerer Entfernung der beiden Stabhälften eine Verstärkung der Ränder gegenüber den infolge Biegung auftretenden Druckspannungen durch darunter genietete Querschotten oder darunter oder darüber gesetzte Versteifungswinkel nötig.

Die Anschlußniete werden beansprucht:

1. durch eine Längskraft $S = \frac{H}{2\,n}$, wenn n die Zahl der in der einen Hälfte eines Bindebleches sitzenden Anschlußniete,
2. durch eine aus dem Biegungsmoment herrührende quer zur Stabachse wirkende Kraft N, die gleich ist

$$\text{für 2 Niete} = \frac{H}{2}\cdot\frac{h''}{2}\cdot\frac{1}{e} \text{ (Abb. 10)}$$

$$\text{3 Niete} = \frac{H}{2}\cdot\frac{h''}{2}\cdot\frac{1}{2\,e} \text{ (Abb. 9)}$$

Gesamte Nietkraft $R = \sqrt{N^2 + S^2}$

$$\text{für 2 Niete } R = \frac{H}{4}\sqrt{\left(\frac{h''}{e}\right)^2 + 1}$$

$$\text{für 3 Niete } R = \frac{H}{2}\sqrt{\frac{1}{16}\left(\frac{h''}{e}\right)^2 + \frac{1}{9}}$$

Zulässige Spannung $\sigma_a = 1350$ kg/cm²
$\sigma_l = 2700$ „ „

In den Gurtstäben entstehen infolge der Druckkraft und dem aus der Verbiegung des Hauptstabes herrührenden Biegungsmoment Grundspannungen $S_0$, die am größten sind in der Stabmitte und am kleinsten am Stabende.

Mit den früheren Bezeichnungen ist für eine Stabhälfte

$$S_0 = \frac{P}{2} + P\,\frac{(a + y)}{h'};$$

$$S_0 = \frac{P}{2}\left(1 + \frac{2\left[a + f\sin\left(\frac{\pi}{l}\,x\right)\right]}{h'}\right) \quad \ldots\ldots (9$$

und

$$\sigma_0 = \frac{S_0}{F'}$$

wo F' = Querschnittsfläche einer Gurtung.

Außer der Verbiegung der Stabachse treten jedoch auch noch Verbiegungen der zwischen den Bindeblechen liegenden Einzelteile infolge der Querkräfte auf (Abb. 11).

In den Gurtstäben treten infolge der Wirkung der Querkräfte außer der Grundspannung $\sigma_0$ noch Zusatzbiegespannungen $\sigma'$ auf. Das Zusatzbiegemoment aus der Schubkraft H:

$$M' = \frac{H\,h'}{4} = \frac{P\,\lambda}{4}\,\frac{f}{l}\,\pi\cos\left(\frac{\pi}{l}\,x\right) \quad \ldots\ldots\ldots (10$$

die Zusatzbiegespannung daraus

$$\sigma' = \frac{M'}{W'}$$

(W' = Widerstandsmoment der Gurtung für die zur freien Stabachse parallele Schwerachse; Abb. 12). Sie ist am größten unmittelbar neben dem Bindeblech.

Die Gesamtspannung des Stabes an den Enden der Bindebleche ist danach

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma' = \frac{P}{2\,F'}\left\{1 + \frac{2\left[a + f\sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)\right]}{h'} + \frac{\pi}{2}\,\frac{\lambda f}{l}\,\frac{F'}{W'}\cos\left(\frac{\pi x}{l}\right)\right\} \quad (11$$

Während die Grundspannung in der Stabmitte am größten und am Ende am kleinsten ist, ist umgekehrt die Zusatzbiege-

spannung in der Stabmitte am kleinsten und am Stabende am größten.

Die für die Berechnung maßgebenden Spannungen liegen demnach am Stabende und in der Stabmitte. Da eine Verbiegung des Stabes, wenn nicht eine ausgesprochene Exzentrizität vorhanden ist, nach beiden Seiten eintreten kann, sind die Spannungen sowohl als Zug- wie als Druckspannungen einzuführen. Man rechnet ungünstig, wenn man die Gesamtspannung in der Nähe des Stabendes einführt zu

$$\sigma_1 = \frac{P}{2F'}\left(1 + \frac{2a}{h'} + \frac{\pi}{2}\frac{\lambda f}{l}\frac{F'}{W'}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (11a$$

und für einen Punkt in Stabmitte:

$$\sigma_2 = \frac{P}{2F'}\left(1 + \frac{2(a+f)}{h'}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (11b$$

Da diese Berechnung sehr ungünstig ist, kann die zulässige Zug- und Druckbeanspruchung für Flußeisen zu 1500 kg/cm² angenommen werden. Wenn bei der Ausführung die zum Anschluß der Druckstäbe dienenden Knotenbleche größere Längen haben, so müssen dieselben im Innern versteift werden.

C. Verbindung der beiden Stabhälften durch eine volle Querwand.

Die beiden Teile des Querschnittes sind versteift entweder durch eine durchlaufende Blechwand an der einen Gurtung (Abb. 13; Bauart a, Obergurtstäbe von Brücken) oder in der Mitte des doppelteiligen Querschnitts (Abb. 13; Bauart b, doppelteilige Gitterstäbe). Eine besondere Vergitterung des freien Randes solcher Querschnitte wird in vielen Fällen nicht nötig sein, dann nämlich, wenn der Abstand des freien Randes von der durchlaufenden Gurtplatte oder Stegplatte nicht allzu groß ist. In diesem Falle verhindert die Steifigkeit des Stehblechs ein Ausknicken des freien Randes zwischen den Knotenpunkten. Wenn der Abstand des freien Randes von der durchlaufenden Platte eine gewisse Größe überschreitet, wird jedoch der freie Rand nicht mehr in der Lage sein, die dem Druckstab zukommende Spannung zu übertragen, ohne seitlich auszuknicken. In diesem Falle muß eine Versteifung durch Bindebleche oder Vergitterung vorgenommen werden. Aus praktischen Gründen wird man bei längeren Druckstäben die beiden Stabhälften außerdem an mehreren Stellen durch Schotten miteinander verbinden. Diese Schotten haben den Zweck, die Lasten möglichst gleichmäßig auf beide Gurte zu verteilen und außerdem ein Verbiegen des Randes bei der Aufstellung oder auf dem Transport zu verhindern. Die Schotten haben auf die Erhöhung der Knicksicherheit des Randes nur einen geringen Einfluß. Sie sollen daher im allgemeinen in ihrer Wirkung vernachlässigt werden. Bei Berechnung der Knicksicherheit des freien Randes kann derselbe mit einiger Annäherung als elastisch quergestützter Druckstab betrachtet werden. Die elastische Querstützung wird durch die Biegungsfestigkeit des Stehblechs bedingt. Als Maßstab für dieselbe soll die Ausbiegung f des Randes benutzt werden, welche derselbe infolge der Belastung mit 1 kg für 1 cm Länge erfährt. Hierbei kann angenommen werden, daß der Rand in der Mitte der Horizontalbleche eingespannt ist. Als Maß der Querstützung gilt die Größe

$$\beta = \frac{1}{f}\ \text{kg/cm}^2.$$

Die Ausbiegung f kann auf rechnerischem oder zeichnerischem Wege unschwer mit Hilfe bekannter Formeln ermittelt werden. Sie setzt sich aus der Drehung des Stehblechs infolge Verbiegung der Querwand ($f'$) und der elastischen Ausbiegung der letzteren ($f''$) zusammen. Die ungünstigste Art der Ausknickung des Randes ist in der Querschnittsskizze eingetragen.

Bezeichnet $J_0$ das Trägheitsmoment der Querwand, so ist

$$f' = h\tau = \frac{h^2 b}{2EJ_0} = \frac{6h^2 b}{E\delta_0^3} \text{ im Falle a)}$$

und

$$= \frac{h}{2}\tau = \frac{h^2 b}{8EJ_0} = \frac{3h^2 b}{2E\delta_0^3} \text{ im Falle b).}$$

Die Ausbiegung des Stehbleches wird auf zeichnerischem Wege den wechselnden Trägheitsmomenten entsprechend festgestellt. In vielen Fällen kann $f''$ annähernd auch auf rechnerischem Wege gefunden werden. Ist $h'' \geqq h_0 - h'$ und betrachtet man das Stehblech in der Nietmitte der Anschlußwinkel als eingespannt, so wird:

$$\delta' = \frac{1\,h_0^3}{3EJ} - \frac{1\,h_0^3}{2EJ}\left(\frac{x}{l} - \frac{x^3}{3l^3}\right)$$

$$\delta'' = \frac{1\,h_0^3}{2EJ}\left(\frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3}\right)$$

$$\delta' + \delta'' = f'$$

$$f'' = \frac{h_0^3}{3EJ} - \frac{h_0^3}{2EJ}\left(\frac{x^3}{l^3} - \frac{x^3}{3l^3}\right) = \frac{1}{3}\frac{h_0^3}{EJ}\left(1 - \frac{x^3}{l^3}\right)$$

$$f'' = \frac{4h_0^3}{E\delta^3}\left(1 - \frac{(h_0 - h')^3}{h_0^3}\right) \text{ (Abb. 14).}$$

Die auf den gesamten Querschnitt entfallende Druckkraft muß mit Rücksicht auf die Ausbiegung des Gesamtstabes senkrecht zur freien Achse, mit der immer zu rechnen sein wird, in 2 Teile zerlegt werden, wovon ein Teil auf den freien Rand, der andere Teil auf den übrigen Querschnitt entfällt.

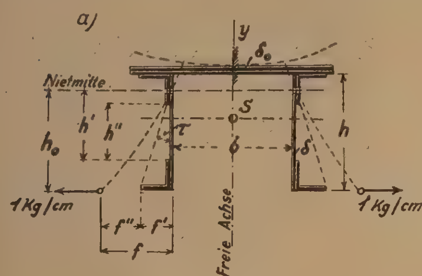


Abb. 13a.

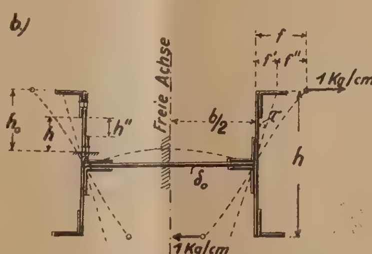


Abb. 13b.

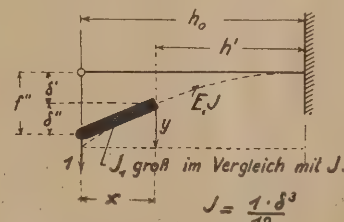


Abb. 14.

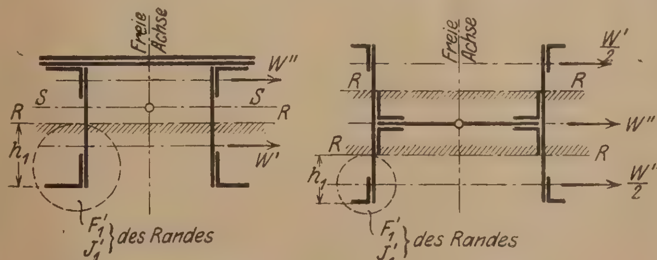


Abb. 15.

Geht man von der Annahme aus, daß bei einer seitlichen Verbiegung sämtliche Punkte des Querschnitts ihre gegenseitige Lage nicht ändern, so erhält man einen Maßstab für die Verteilung der Gesamtkraft aus der Überlegung, daß der freie

Rand und der übrige Teil des Querschnittes die gleiche seitliche Durchbiegung erfahren sollen, daß also das Widerstandsmoment $W' = W''$ sein muß. Aus dieser Bedingung läßt sich die Trennungslinie R — R (vgl. Abb. 15) leicht feststellen. In vielen Fällen wird es genügen, die Trennungslinie R mit der Schwerpunktslinie S des Querschnittes zusammenfallend anzunehmen. Die auf den Rand wirkende Gesamtkraft, die wir als Randkraft bezeichnen wollen, ergibt sich aus der Beziehung $P' = F_1' \sigma$, worin $\sigma$ die mittlere Beanspruchung des ganzen Querschnittes gleich $\frac{P}{F}$ bedeutet.

Nach der Theorie des elastisch quergestützten Stabes beträgt die Tragkraft desselben:

$$R = \frac{\pi^2 E J'}{\lambda^2} + \frac{\lambda^2}{\pi^2} \beta$$

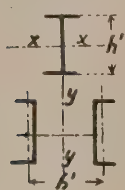


Abb. 16.

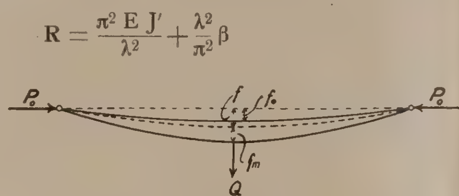



Abb. 17.

wenn außer den bekannten Bezeichnungen J' das Trägheitsmoment des freien Randes um die senkrechte Schwerpunktsachse und $\lambda$ die Wellenlänge der Knickungslinie bedeutet. Aus der Bedingung, daß die Knickungslinie sich entsprechend dem Kleinstwert der Formänderungsarbeit ausbilden wird, daß also $\frac{\partial P}{\partial \lambda} = 0$, folgt die Wellenlänge des elastisch quergestützten Stabes:

$$\lambda_0 = \pi \sqrt[4]{\frac{E J'}{\beta}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (12$$

Bei begrenzten Längen des Stabes ist dieser Wert an die weitere Bedingung geknüpft, daß er einen ganzen Bruchteil der Stablänge bilden muß. Der Wert $n = \frac{l}{\lambda}$; wird also nach oben oder unten auf eine volle ganze Zahl abzurunden sein, je nachdem der Rechnungswert n einen Rest von über oder unter $^5/_{10}$ aufweist. Wenn die Anzahl der Wellen n hiernach bestimmt ist, ergibt sich mit Einführung des Sicherheitsgrades $\mathfrak{S}$ die Tragkraft des Randes:

$$\mathfrak{S} F_1' \sigma \leq \frac{n^2 \pi^2 E J'}{l^2} + \frac{l^2}{n^2 \pi^2} \beta \quad \ldots \ldots \ldots (13$$

Wenn der so errechnete Sicherheitsgrad ausreichend ist, also zwischen 2,5 und 3,5 liegt, ist eine weitere Druckversteifung nicht erforderlich. Reicht dagegen der Sicherheitsgrad nicht aus, so ist der Rand durch Vergitterung oder durch Bindebleche in mindestens drei Teile zu zerlegen, so daß jeder Teil ($= \lambda'$) kleiner als der berechnete Wert $\lambda$ ist. Setzt man nun den neuen Wert $\lambda' = \frac{l}{n'}$ in die obige Gleichung ein, so erhält man die Tragkraft des Randstabes zwischen zwei Querverbindungen. Sie muß eine genügende Sicherheit gegen Knicken bieten.

Bei der Anordnung der Bindebleche und der Vergitterung achte man darauf, daß der Anschluß des Druckstabes an den Knotenpunkt sorgfältig versteift wird und daß ein Bindeblech unmittelbar hinter dem Knotenblech liegt. Im übrigen gelten für die Berechnung und Konstruktion der Bindebleche sowohl wie der Vergitterung die oben entwickelten Regeln.

Bei der Durchführung der Berechnung sind folgende Vereinfachungen empfehlenswert:

Für doppel-T-förmige Querschnitte bei Knickung um die x-Achse und für doppelteilige Querschnitte bei Knickung um die y-Achse ist angenähert

$$J = \frac{F h'^2}{4} \text{ (Abb. 16), wodurch: } \frac{l}{i} \sim \frac{2 l}{h'}$$

Der Wert h' wird in vielen Fällen durch die Konstruktionsbedingungen bereits annähernd festliegen (Abstand der Knotenbleche, Höhe des Profils).

Für Stäbe, deren Querschnittshöhe von der Mitte nach den Enden abnimmt, kann nicht mit dem Trägheitsmoment in der Mitte gerechnet werden, es muß vielmehr dieses Trägheitsmoment eine entsprechende Abminderung erfahren. Auf Grund theoretischer Untersuchungen (Näheres dazu siehe H. Kayser, Eisenbau 1910, Nr. 12, Eisenbau 1916, Nr. 1) kann in diesem Falle als maßgebendes Trägheitsmoment J' dasjenige bei $^1/_3$ der Länge eingeführt werden. Es wird dann

$$R = \frac{\pi^2 E J'}{l^2}$$

In besonderen Fällen dürfte es sich empfehlen, den Biegungswiderstand R eines Stabes durch einen einfachen Versuch festzustellen. Wenn man einen Stab in der Mitte mit einer kleinen Kraft Q senkrecht zur Stabachse belastet (vgl. Abb. 17) und mit feinen Meßinstrumenten die Ausbiegung feststellt, so ist

$$R = P_0 + 0{,}2\, Q \frac{l}{f_m}$$

(vgl. dazu H. Kayser, Beziehungen zwischen Druck- und Biegungsfestigkeit, Zeitschrift des VDI 1917, S. 92).

Hierbei bedeutet $P_0$ eine etwa vorhandene Druckkraft in der Stabachse, wie sie bei Stäben im fertigen Bauwerk infolge des Eigengewichtes vorhanden sein kann. Die Formel gilt aber auch für $P_0 = 0$, also einen an den Enden frei aufliegenden und in der Mitte mit Q belasteten Stab. Diese Versuche können sowohl in der Werkstatt vor Verwendung des Stabes als auch im fertigen Bauwerk ausgeführt werden. Im letzten Fall erhält man aus dem Maß der Ausbiegung wertvolle Aufschlüsse über die Wirksamkeit der Einspannung, der Belastung u. a. Die Belastung Q muß selbstverständlich so klein gewählt werden, daß nirgends die Elastizitätsgrenze für den Stab oder einzelne Teile desselben erreicht wird, so daß eine dauernde Beschädigung des Stabes infolge der Versuche nicht eintritt. Wenn bei diesem Verfahren auch die Dehnungen oder Spannungen in einzelnen Teilen des Stabes oder der Vergitterung durch geeignete Spannungsmessungen festgestellt werden, erhält man in das innere Leben des Stabes einen so vollständigen Einblick, als es praktisch möglich und durchführbar ist. Da die Stäbe bei derartig durchgeführten Versuchen weder beschädigt noch unbrauchbar werden, so können die Versuche öfter durchgeführt und auch bei solchen Stäben ausgeführt werden, die später im Bauwerk Verwendung finden. Damit lassen sich die Kosten für derartige Versuche auf das geringste Maß herabsetzen.

---

# ZUR FÖRDERUNG WISSENSCHAFTLICH-PRAKTISCHER AUSBILDUNG IM BAUINGENIEURSTUDIUM.

*1. Professor Dr.-Ing. M. Möller, Braunschweig.*

Zu den von Herrn Ingenieur Heinrich Butzer, Dortmund, (Heft 16, S. 503, dieser Zeitschrift) und die daran in Heft 23 geknüpften Aussprachen von Herrn Professor H. Kayser, Darmstadt, wie von Herrn Dipl.-Ing. Wittig, Essen, habe ich folgendes zu sagen.

Zur Ausübung und Förderung der höheren Technik gehört auch die Forschung zu geeigneter Zeit. Zwar zielt unsere berufliche Pflicht in erster Linie auf Auswertung des vorhandenen Wissens und Könnens der Gegenwart, aber beide sind doch begrenzt; sie reichen dort, wo Sonderverhältnisse örtlicher oder zeitlicher Art vorliegen, nicht voll aus. Sollen wir da auf ein Schätzen, Raten und Glauben allein uns stützen

oder in eine Untersuchung eintreten? Ich meine, das Letztere ist das allein Richtige; es ist aber auf praktischem Gebiet sehr schwer, weil dazu Geld, Zeit und manches andere noch gehört, insbesondere auch die Neigung zum Forschen und die Beherrschung der Theorie, denn ohne diese artet die praktische Forschung in Spielerei aus. Das Gesehene würde nicht selten falsch ausgelegt und Verwirrung herbeigeführt werden, anstatt Aufklärung zu bieten.

Theoretische Studien vermag der Fleißige, sofern seine Vorbildung ausreicht und ihm Begabung nicht fehlt, allemal zu betreiben, dazu bedarf es nicht zusammenhängender Zeitaufwendungen am Tage, nicht einer Beurlaubung vom beruflichen Dienst, also nicht der Erlaubniserteilung seitens eines Vorgesetzten, und keiner anderen Arbeitsstätte als der stillen Studierstube. Die praktische Forschung ist aber anspruchsvoller, die fordert für sich ein besonderes Laboratorium, Hilfskräfte, Instrumente und Apparate. Bau- und Versuchsmaterial sind dazu auch nötig. Zudem veranlaßt die Veröffentlichung ihrer Ergebnisse erhebliche Kostenaufwendungen, wenn damit die Beigabe bildlicher Darstellungen verbunden ist. Dazu fehlen im Bauingenieurwesen den jüngeren Ingenieuren die Mittel. Der Versuch in einem Sonderfall, wo eine günstige Gelegenheit zu forschender Tätigkeit sich bietet, ja, wo die Gewissenhaftigkeit sie fordert, bringt ihn zudem meistens in einen Widerspruch mit seinen äußeren Dienstpflichten oder mindestens doch mit seinem Vorgesetzten. So vermag bei uns die Forschung nur in der Hand einer energischen Persönlichkeit, welche Mühen und Opfer und auch einen kleinen Kampf nicht scheut, sich durchzusetzen. Zumal die Befriedigung eines gelegentlich zwingend hervortretenden Bedürfnisses paßt niemals in den Rahmen des Gewöhnlichen und nicht in den Arbeitsplan der Bauverwaltung; das führt naturgemäß zu Schwierigkeiten. Als ich z. B., im Hamburger Staatsdienst beschäftigt, mit Überwachung der Speicherbauten der Freihafenlagerhaus-Gesellschaft und mit der Prüfung der aufgestellten Entwürfe beauftragt war, kam deren Brand- und Standsicherheit in erster Linie in Frage. Mein höherer Vorgesetzter, der Oberingenieur des Hamburger Ingenieurbauwesens, hatte gegen Gefährdung durch Feuer nichtgeschütztes Schmiedeeisen in Vorschlag gebracht und das in einem Gutachten ausgesprochen. So wurde auch schon gebaut, als mir Bedenken kamen. Meinem nächsten Vorgesetzten, dem Herrn Abteilungsingenieur, schlug ich die Ausführung eines Versuches vor. „Wo denken Sie hin," sagte er, „dazu haben Sie keine Zeit, das wäre etwas für einen Professor, aber nicht für einen Baumeister." Dann sprach ich mit den Direktoren der Freihafenlagerhaus-Gesellschaft, daß hier einige Versuche nötig seien. Diese Herren gewährten mir sogleich einen Kredit von 5000 M. Der Herr Oberingenieur verbot mir aber, die Versuche anzustellen, und als ich auf sie nicht verzichten wollte, wurde ich durch ihn zunächst auf drei Tage vom Dienst dispensiert. Über die Einzelheiten kann ich im Interesse der Herbeiführung von Erleichterungen für forschende Tätigkeit im Bauingenieurwesen später einmal berichten; das würde hier zu weit führen. Hernach mußte ich in Hamburg mit dem drückenden Gefühl ungenügend praktischen Wissens die Überwachung der Speicherbauten wieder fortsetzen. Einige Jahre vergingen, und es bot sich mir abermals Gelegenheit, die geplanten Versuche auszuführen. Diesmal stand aber der Spender des Kredites in keinem Abhängigkeitsverhältnis vom Herrn Oberingenieur, auch war letzterer jenem Herrn gegenüber nicht in der Lage, die Versuche zu verbieten. Ich vermied eine Störung in der Ausübung meiner beruflichen Verpflichtung (ich baute damals die Brooksbrücke, wohl auch Kaiser-Wilhelmbrücke genannt) und beantragte nur drei Tage Urlaub. Vom Tage der Entschließung bis zum Tage der Einreichung meiner Versuchsergebnisse vergingen nur sechs Wochen, wiewohl 42 Versuchsobjekte, Stützen aus Schmiedeeisen, Gußeisen, Holz und Stein in verschiedenen Längenabmessungen in diesem Zeitraum von mir entworfen, hergestellt, im Feuer mittels einer großen hydraulischen Presse geprüft, und deren Ergebnisse beschrieben werden mußten, das gab hernach im Druck[1]) 195 Seiten Text, 93 Abbildungen und zudem einige Tafeln. Es handelte sich um die Lösung einer Preisaufgabe, welche der Verein zur Beförderung des Gewerbfleißes in Berlin gestellt hatte. Von dem Herrn Oberingenieur war mir nur die eine Bedingung gestellt, nichts, was ein ungünstiges Licht auf die Hamburger Speicherbauten werfen könnte, zu schreiben, er wolle meinen Bericht lesen, bevor ich ihn absenden dürfe. Nur eine Stunde vor Abgang der Post nach Berlin erhielt ich den Bericht mit der ersehnten Erlaubniserteilung seiner Benutzung zurück und kaum eine Stunde vor Ablauf der Frist befand er sich in den Händen der Preisrichter. Mein erster Mitbewerber ist, so erfuhr ich später, der Vorstand der Materialprüfungsanstalt in München, Herr Professor Bauschinger, gewesen. Der Preis von 3000 M fiel meiner Arbeit zu. Der Geh. Regierungsrat Herr Professor Slaby, einer der Herren Preisrichter, sagte hernach zu mir: „So, Herr Baumeister, nun haben Sie in erster Linie die Anwartschaft auf die Stelle als Vorstand einer Materialprüfungsanstalt, sobald eine solche frei wird. Aber die Sache kam anders; meine Berufung nach Karlsruhe als Professor des Wasserbaues erfolgte nun, und diese wies mir ein neues Betätigungsgebiet an.

Der Umstand, daß die Ausführung der Versuche meinerseits doch durchgesetzt worden war, hatte zwischen dem Herrn Oberingenieur und mir naturgemäß eine Spannung hervorgerufen, die aber bald wieder verschwand, denn vor meiner Berufung nach Karlsruhe hat Herr Oberingenieur mir damals vorgeschlagen, mich um eine feste Anstellung im Hamburger Staatsdienst zu bewerben. Die Sache hätte aber auch eine andere Wendung nehmen können; es war das gute Ende nicht vorauszusehen und ist es nicht angenehm, Jahre hindurch gegen den Strom schwimmen zu müssen, um ein ins Auge gefaßtes Ziel zu erreichen.

In Karlsruhe an der Technischen Hochschule nur außerordentlicher Professor für Wasserbau, wiewohl mit allen Rechten eines ordentlichen Professors ausgekleidet, aber im Nebenamt als erster Hilfsarbeiter im Zentralbüro für Meteorologie und Hydrographie der Badischen Oberdirektion für Straßen- und Wasserbau beschäftigt, stand ich wieder nicht unabhängig da. Der erste technische Beamte der Oberdirektion an der Hochschule mein Vorgänger, welcher dort die Professur im Wasserbau nebenamtlich bekleidet hatte, war in bezug auf meinen Dienst an der Oberdirektion mein Vorgesetzter, ihm verdankte ich meine Berufung und hernach meine Einführung in das Wasserbauwesen des Landes Baden. In Begleitung von Herren Kollegen der Wasserbauverwaltung durfte ich, veranlaßt durch den Herrn Oberbaurat, auf Kosten der Wasserbauverwaltung im Frühjahr und Sommer zur Zeit meiner Hochschulferien an den zu Zwecken der Flußschau unternoemmnen Reisen teilnehmen. Herrlich waren diese Wanderungen an den Flüssen des Schwarzwaldes, von deren Mündung in den Rhein ausgehend bis hinauf in das Gebirge sich erstreckend. Wo nichts wesentliches zu sehen war, bestiegen wir den Wagen, der uns auf der seitwärts führenden Straße begleitete. Eine ganze Anzahl damals angefertigter Skizzen und aufgenommenen Photographien sind 15 Jahre später von mir in meinem Buche „Grundriß des Wasserbaues" verwendet worden. Auch 50 Bücher nannte mir Herr Oberbaurat, einige zwar veraltet, manche aber von trefflicher Art, aus welchen ich mir im Winter Auszüge anfertigte. Der sehr energische ältere Herr Kollege wollte mich bestens fördern. Als aber gelegentlich einer Arbeit über die Schiffbarmachung des Oberrheines, welche ich im Auftrage des Herrn Oberbaurates zu erledigen hatte, bei mir das Verlangen nach Vornahme kleiner praktischer Versuche sich

---

[1]) Verhandlungen des Vereins zur Beförderung des Gewerbfleißes Berlin, 1887, II Abhandlungen: „Über die Widerstandsfähigkeit auf Druck beanspruchter Baukonstruktionsteile (Stützen) bei erhöhter Temperatur von M. Möller und R. Lühmann, S. 573—639 und S. 701—794. — Verlag des Sonderabdruckes L. Simion Nachf., Berlin W 57, Bülowstr. 56.

regte, verbot jener Herr mir derartige Unternehmungen. „Alles Praktische ist meine Sache," sagte er, „Sie sind nur für die Theorie hier." Das und ähnliches veranlaßte mich nach gut einem Jahre, meine Tätigkeit an der Oberdirektion aufzugeben. Ein Zusammenarbeiten war ausgeschlossen. Der ältere Herr Kollege kannte nicht die Mittel der jüngeren Zeit theoretischer und praktischer Art; er verbot mir z. B. (anderenfalls ich seine Gunst verlieren würde) das Photographieren der flußbaulichen Anlagen, Uferwerke, Wehre usw. mit der Begründung, daß es für mich nicht standesgemäß sei, einen photographischen Apparat zu tragen. Sogar das Skizzieren hielt er für unangebracht.

Von einer weittragenden Bedeutung der Theorie als einer Erkenntnisquelle hielt Herr Oberbaurat im Grunde nicht viel; sie galt ihm nur als ein notwendiges Hilfsmittel, dessen er sich durch andere gelegentlich bediente und nun, insbesondere durch mich bedienen wollte. Als ich ihm einst von einigen meinerseits neu gefundenen Erkenntnissen erzählte, stieß er unwillig hervor: „Sie müßten der Heiland selber sein, wenn Sie so etwas finden könnten." Bei meiner Berufung hatte Herr Oberbaurat hingegen zu mir gesagt: „Nach Ihren Arbeiten zu urteilen, müssen Sie Nerven haben wie Stahl." Wie aber sah es mit diesen aus, als ich am Spätnachmittage des 31. Dez. 1889 meine Kündigung an der Oberdirektion einreichte? Wie schwer wurde mir das, aber es mußte sein. An der Hochschule hatte ich den ganzen Wasserbau zu vertreten, die Wasserversorgung der Städte, für die Studierenden zweier Semester Baukonstruktionen mit statischer Begründung zu lesen, Projektionslehre und Steinschnitt, und nun die Fülle der Anregung an der Oberdirektion und der unzweckmäßige Widerstand, wenn ich diesen folgen wollte, das ging über meine Kräfte. Ich war da zwischen zwei Mühlsteine geraten; den einen bildeten die Pflichten als Professor der Hochschule und den anderen die Anforderungen des Herrn Oberbaurates, der meine Arbeitsmethode und deren Bedürfnisse nicht verstand. Meine Nerven waren ganz zermürbt. „Ja! man kann nicht zweien Herren zugleich dienen," sagte bei meinem Abgange der Herr Baudirektor, der Jurist, zu mir. „Ich habe das im voraus schon gewußt." — Trotzdem setzte Herr Oberbaurat entgegen meinem dringenden Abraten bei meiner Aufgabe der Karlsruher Professur es später durch, daß mein Nachfolger im Amt mit der Doppelabhängigkeit wieder belastet wurde. Er brach dann leider, als Überbürdung mit Arbeit, durch schwere Hochwasser im Rhein bedingt, eintrat, mit seinen Nerven zusammen, verlor sein Gedächtnis und verstarb frühzeitig.

Ein Zwiespalt ergibt sich auch dort, was seltener vorkommt, wo die Theorie allein herrschen will, die Bedürfnisse des Praktischen nicht achtend, während ich allemal die Vereinigung beider Richtungen erstrebt habe. Das kann in letzter Linie zwar nur erreicht werden, wo sich beide in einer Person einigen. Daher gehört die Pflege beider Richtungen zu den vornehmsten Aufgaben des Unterrichtes. Das Berufsleben führt später leider zur Arbeitsteilung; es drängt uns in eine Sonderrichtung hinein. Aber was wir an vereinigtem Wissen und Können beider Richtungen im Studium uns wirklich erworben haben, das bleibt uns fürs Leben im wesentlichen dennoch erhalten. Daher trete ich, der selbst mehr in die theoretische Richtung gedrängt worden ist, daneben auch allemal für eine Förderung der praktischen Ausbildung ein.

Alsbald an die Technische Hochschule in Braunschweig berufen, konnte ich die Wohltat freiheitlich schaffender Betätigung genießen. Es bestand für mich kein äußerer Zwang mehr, aber hier gebrach es mir zunächst gänzlich an finanziellen Mitteln. Mein Vorgänger im Amt hatte den kleinen Jahresbetrag, für Unterrichtszwecke bestimmt, schon auf ein halbes Jahr im voraus verbraucht. Ich bot nun, um der Praxis nicht zu entfremden, der Baudirektion meine Dienste an, dahin zielend, für die Wasserwirtschaft des Landes wissenschaftlich und werktätig mitwirken zu können. Der Bescheid lautete aber, daß im Lande Braunschweig keine Wasserwirtschaft zu betreiben sei. Wäre man meinen Anregungen damals (das war vor etwa 30 Jahren) gefolgt, dann hätte die Wasserwirtschaft bei uns einen wesentlichen Vorsprung gewonnen, und die Talsperren würden heute vielleicht nicht fehlen. Übrigens herrschte zu jener Zeit noch die Anschauung, daß die Forschung an der Technischen Hochschule keine Heimstätte zu finden brauche. In einer besonderen Kundgebung des Herrn Ministers, durch den Herrn Rektor uns mündlich eröffnet, wurde allen Professoren der Hochschule untersagt, bei der Unterrichtsverwaltung für Zwecke der Forschung Mittel zu beantragen. Nur Anträge für Unterrichtszwecke dürften gestellt werden.

So sah es in weit zurückliegender, nun längst verflossener Zeit aus. Die bautechnische Forschung fand staatlicherseits von keiner Seite Unterstützung von Belang; sie wurde von den Vertretern der Bauverwaltung zudem als etwas Ungewöhnliches, Unbequemes und in deren Rechte Eingreifendes aufgefaßt und dann niedergehalten. Unter den Nachwehen jener Verhältnisse krankt das Bauingenieurwesen auch heute noch.

Hernach bin ich meine eigenen Wege gegangen. Aus dem Kreise der Industrie und vonseiten der Herren Inhaber großer Bauunternehmungen flossen mir für Forschungszwecke bald erhebliche Mittel zu, wie das ein erstes Mal vor 36 Jahren in Hamburg für die Untersuchung von Stützen im Feuer geschehen war und zuletzt wieder im August des Jahres 1922 geschehen ist. Diese meine letzten Untersuchungen betrafen die Widerstandsfähigkeit hölzerner Pfahlböcke gegen horizontalen Zug. Es sind dazu einige der 66 aus Rammpfählen hergestellten Böcke benutzt, welche zur Aufrichtung des Juni 1922 im Hamburger Hafen gesunkenen brasilianischen Dampfers, der Avaré, den Flaschenzügen als Haltepunkte gedient haben. Wie bei meinen anderen gelegentlich ausgeführten Untersuchungen jeweils geschehen ist, wird auch über die Ergebnisse dieser Versuche alsbald, und zwar hier im „Bauingenieur", berichtet werden.

Aus vorstehenden Darlegungen geht hervor, daß in baulichem Interesse die Forschung einer Fürsorge bedarf, um im Gebrauchsfall ausgewertet werden zu können. Dazu muß auch schon der Studierende mit deren Methoden und Hilfsmitteln bekanntgemacht und dahin geführt werden, ihren Wert zu erkennen; er muß Interesse an ihr gewinnen. Dann wird derselbe, in das berufliche Leben eingetreten, nicht im entscheidenden Augenblick die Forschung, wenn sie einzusetzen hat, zu behindern, sondern zu fördern trachten. Das kann entweder durch eigene forschende Betätigung geschehen oder von höherer Verwaltungsstelle aus durch Begünstigung geeigneter Unternehmungen derer, welche die Forschung angeregt und sowohl den Wunsch haben, sich ihr mit Eifer zu widmen als auch die Vorkenntnisse besitzen, um sie mit Aussicht auf Erfolg durchsetzen zu können. Die Forschung soll zudem niemals derart bestellte Arbeit bilden, daß ihr Urheber ausgeschaltet wird.

Es gilt also einmal den Willen zum Forschen oder zur Bereitwilligkeit einer Zulassung und Unterstützung der Forschung zu erwecken, dann aber auch durch Übung in forschender Tätigkeit die Jugend zu persönlicher Befähigung in ihrem Dienst zu erziehen. Ich habe vielfach im Kampf mit deren Behinderungen gelegen; nun aber gilt es, für sie „Gönner zu werben und Jünger auszubilden."

So ist denn die von Herrn Ingenieur Heinrich Butzer gewordene Anregung, „aus Kreisen der Großunternehmung Mittel für unsere jungen Herren Fachkollegen zu stiften" mit Freude zu begrüßen; manche von ihnen werden so in die Lage gebracht, für eine Dr.-Ing.-Arbeit ein Thema zu wählen, welches neben gründlich theoretischer Bearbeitung des Gegenstandes auch die Ausführung praktisch forschender Untersuchungen zur Voraussetzung hat.

Auch den Ausführungen von Herrn Kollegen Professor Kayser pflichte ich daher voll bei, nur daß ich als Vertreter des Wasserbaues manche Sonderwünsche vorzubringen hätte.

Mit den Darlegungen von Herrn Dipl.-Ing. Wittig habe ich mich eingehend beschäftigt. Es will mir aber so vorkommen, wie wenn Herr Wittig die von Herrn Ingenieur Butzer gemachten Vorschläge nicht ganz richtig aufgefaßt hat. Ich lese aus dem Wortlaut der Veröffentlichung von Herrn Butzer heraus, daß die Mittel der gedachten Stiftung nur denen zugute kommen sollen, welche zur Ausführung einer praktisch forschenden Untersuchung bei Abfassung ihrer Dr.-Ing.-Arbeit einiger Mittel bedürfen. Da kann doch die Verwendung derselben für andere Zwecke überhaupt nicht in Frage kommen. Die von Herrn Wittig ausgesprochenen Befürchtungen einer möglicherweise unrichtigen Verwendung der Mittel sind selbstredend verfrühter Art. In dem Schlußsatz auf Seite 503 scheint aus den Worten Herrn Butzers zudem klar hervorzugehen, daß über die Art ihrer Verwendung bei Gründung der Stiftung zwar allgemeine Bestimmungen zu treffen sind, daß die Mittel an der bedachten Hochschule aber in eine gemeinsame Kasse ihrer Bauingenieurabteilung fließen und durch einen aus Fachprofessoren zu bildenden Ausschuß den Antragstellern im Fall einer Bewilligung zugewiesen werden sollen. Über die Satzungen, unter welchen das zu geschehen hat, könnte ein Ausschuß beraten, welcher aus den Stiftern und solchen Fachprofessoren zu bilden wäre, welche für die Sache besonders eingetreten sind. Dieser könnte auch die Wünsche der jüngeren Herren Fachgenossen entgegennehmen.

Eine von Herrn Ingenieur Butzer schon gestellte Bedingung, diejenige des Nachweises guter Studienleistungen möchte Herr Wittig beseitigt sehen; ich nicht. Die erfolgreiche Forschung setzt gründliches Wissen theoretischer und praktischer Art, Opferwilligkeit im Ertragen von Mühen, Gewissenhaftigkeit und Fleiß wie Energie voraus. Wer diese Eigenschaften und im übrigen klaren Menschenverstand besitzt, wird auch gute Studienleistungen aufweisen. Hat ein Antragsteller in seinen Hauptfächern sich besonders ausgezeichnet, dann kann man ja in anderer Richtung allerdings ein Auge zudrücken, aber gute Studienleistungen müssen doch vorliegen, sonst besäße der Professorenausschuß ja keine Handhabe Anträgen ungeeigneter Bewerber die Genehmigung zu versagen.

Herr Wittig unterschätzt auch den Wert des Fleißes. Ein Künstler sagte mir einst: „Freilich! Talent ist für eine Betätigung in der Kunst allemal Voraussetzung, aber der Fleiß ist ebenso hoch zu bewerten; ohne ihn bleibt der große Erfolg aus.“ Heißt es doch auch „Übung macht den Meister.“

Herr Wittig befürchtet ferner eine Bevorzugung der praktischen gegenüber der theoretischen Richtung bei Dr.-Ing.-Arbeiten. Die Sache liegt ganz anders. Es gilt zu verhüten, daß die praktische Richtung, da sie Geldopfer fordert, der rein theoretischen Forschung gegenüber leicht verkümmert, wenn ihr durch finanzielle Unterstützung nicht etwas geholfen wird. Im Wasserbau liegen die Verhältnisse so, daß eine Förderung der Theorie ohne praktische Versuche nur in sehr beschränkter Weise möglich ist, und daß die immerhin doch erzielten Ergebnisse der Theorie zudem nur wenigen Personen zugänglich gemacht und von diesen klar aufgefaßt werden können, wenn der praktische Versuch nicht hinzutritt und die erforderliche Anschauung erweckt wird.

Die Bedeutung praktischer, mit Eifer und Ausdauer angestellter Untersuchungen bringt Goethe[2]) in einem Gespräch mit Eckermann in wenigen Worten treffend zum Ausdruck. Letzterer hat seine aufgewendeten zeitraubenden Bemühungen geschildert, um für die Anfertigung von Schützen-Bögen geeignetes Holz von großer Festigkeit und dauernder Elastizität zu finden. Es erwies sich das Holz des Maßholder, auf der Nordseite eines Hanges gewachsen, und zwar von der Nordseite des Stammes tunlichst außen im Splint entnommen, als am geeignetsten, und dies zwar zumal daher, weil dort die Jahresringe am dichtesten sind. (Hiernach wäre es der Theorie von Herrn Wittig entgegen, für ein Sonntagskind, dessen Geist so schnelles Wachsen zeigt, daß er breite Jahresringe ansetzt, nicht dienlich, die Entwicklung noch obendrein durch Zuwendung äußerer Mittel besonders zu begünstigen. Etwas Zurückhaltung bei dem spärlichen Licht, welches die Nordseite des Lebens nur gewährt, wäre demselben vielleicht bekömmlicher).

Über den Wert der eifrig mit Liebe und Ausdauer betriebenen praktischen Forschung sagt Goethe hernach zu Eckermann: „Sie sind übrigens durch Ihre Bogentendenz zu ganz hübschen Kenntnissen gekommen, und zwar zu lebendigen, die man nur auf praktischem Wege erlangt. Das ist aber immer der Vorteil irgend einer leidenschaftlichen Richtung, daß sie uns in das Innere der Dinge treibt.“ Möge letzteres auch unseren jüngeren Herren Kollegen beschieden sein, wenn sie später im Berufsleben vor eine bedeutsame Aufgabe gestellt sind, deren erfolgreiche Lösung die Erkenntnis dessen voraussetzt, was im Sonderfall ihrerseits einer eingehenden Klarlegung bedarf.

---

2. *E. Elwitz, Beratender Ingenieur V. B. I., Düsseldorf.*

Die Folgen des verlorenen Krieges haben auf allen Gebieten unseres wirtschaftlichen und kulturellen Lebens eine von Tag zu Tag steigende Not hervorgerufen. Hiervon ist besonders die Wissenschaft betroffen; sie leidet schwer unter den jetzigen Zuständen. Es fehlen ihr fast alle finanziellen Mittel, um auf der Höhe zu bleiben und um mit dem Auslande gleichen Schritt zu halten. Sie gerät vollkommen ins Hintertreffen. Und doch standen in erster Linie Wissenschaft und technischer Fortschritt, die vor und noch während des Krieges uns die Achtung sogar des feindlichen Auslandes errangen. Hier müssen wir wieder einsetzen unserer Selbsterhaltung willen; hier werden wir am frühesten Achtung und Ansehen wieder erlangen.

Vor dem Kriege war der Staat der Hauptförderer der Wissenschaft. Er hat heute dringendere Aufgaben zu erfüllen. Er ist nicht mehr in der Lage, auch nur die bescheidensten Mittel zur Unterstützung der Wissenschaft, zur Inangriffnahme neuer kultureller Aufgaben zu gewähren. Was er tut und tun kann, ist gänzlich unzureichend. Heute ist es Aufgabe der Industrie und des Unternehmertums — und dies liegt auch in deren eigenem Interesse —, die Mittel zur Förderung der technischen Wissenschaften bereitzustellen. Aus diesem Grunde ist daher die auf S. 503/1922 dieser Zeitschrift erfolgte Anregung von Heinrich Butzer, des Inhabers einer größeren Unternehmung, zu begrüßen. Der Anregung eines Einzelnen sollte bald die Tat Vieler folgen.

In welcher Form die Anregung Butzers in die Wirklichkeit umgesetzt wird, ob als Zuwendung Einzelner an einzelne Institute oder als Zuwendungen geschlossener Verbände von einer Verteilungsstelle aus an alle in Frage kommenden Forschungsstätten, dies ist eine Frage, die die Geldgeber in erster Linie allein angeht. Um Zersplitterungen, Wiederholungen zu vermeiden, um das höchste Ziel bald, besser und mit den geringsten Mitteln zu erreichen, wäre die zweite Form vorzuziehen. Allerdings wird dadurch ein nicht unwesentlicher Antrieb und Förderer der Forschung, der Wetteifer zwischen den einzelnen Instituten, ausgeschieden. Doch dürfte dies eine Frage untergeordneter Natur sein. Hauptsache bleibt zunächst, daß die Anregung Fleisch und Blut annimmt, daß Geldmittel in ausreichendem Maße bereitgestellt werden.

[2]) Gespräche mit Goethe von Eckermann, dritter Teil, vierte Auflage, S. 73. — Verlag Brockhaus, Leipzig 1876.

Auf eine Anzahl zu klärender Forschungsfragen ist bereits von Prof. Kayser hingewiesen worden. Auf diesem Gebiete wie auch auf anderen Fachgebieten werden von Fachgenossen Anregungen in großer Zahl eingehen. Sie zu sichten und je nach Dringlichkeit, Zweckmäßigkeit, nach Maßgabe vorhandener Mittel in Angriff zu nehmen, dürfte Sache eines hierzu besonders berufenen Ausschusses sein. In ihm werden neben den Vertretern der Geldgeber hervorragende Fachleute, Hochschulprofessoren u. a. vertreten sein. Ich denke dabei auch an die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, deren Zweck und Ziel die Förderung technisch-wissenschaftlicher Arbeit ist.

Zur Vertiefung der technischen Wissenschaft wären Versuche im Laboratorium, in der Werkstatt und auf der Baustelle anzustellen und in zweckdienlicher Weise so auszuwerten, daß die Allgemeinheit, die Praxis den entsprechenden Nutzen ziehen kann. Zu diesem Zwecke möge noch folgende Anregung dienen. Es liegen auf vielen Fachgebieten die Ergebnisse umfangreicher und sorgfältig durchgeführter Versuche bereits vor. Um diese zu sichten, zu ordnen, auszuwerten und sie auf Schlußformeln derart zu bringen, daß hieraus allgemein gültige Regeln der Bautechnik entstehen, hierfür könnten auf den einzelnen Fachgebieten Preisausschreiben veranstaltet werden. Zum Teil ist die Auswertung bereits von einzelnen Forschern in Angriff genommen, z. B. von Mörsch, Graf. Dabei würden sich auch vorhandene Lücken von selbst ergeben, die auszufüllen Sache vor neu anzustellenden Versuchen wäre.

Zur Durchführung und Auswertung der Versuche kommen neben hervorragenden Fachleuten, z. B. den Leitern von Ingenieurlaboratorien, auch begabte Jünger des Fachs in Frage, die sich hierfür zur Verfügung stellen und unter der Oberleitung älterer Fachkollegen ihre ersten wissenschaftlichen Sporen verdienen wollen. Sie geben ihre Zeit her, ein Opfer, das für heutige Verhältnisse hoch anzuschlagen ist. Andererseits vertiefen sie ihre Kenntnisse und werden u. U. durch den Grad des Dr.-Ing. belohnt. Die richtige Auswahl unter diesen jungen Ingenieuren zu treffen, muß Sache der Hochschulprofessoren sein, die ihre Schüler kennen. Mißgriffe dürften kaum vorkommen. Werden Versuche, Beobachtungen usw. auf der Baustelle eines Unternehmers vorgenommen, so wird auch Vorsorge getroffen werden, daß hieraus kein einseitiger Nutzen gezogen wird, daß die gewonnenen Ergebnisse der Allgemeinheit zugute kommen. Die von Herrn Dipl.-Ing. Wittig in Nr. 11/1922 des Bauingenieur geäußerten Bedenken vermag ish nicht zu teilen. Sie können sogar als ein Mißklang empfunden werden, umso mehr, als die ganze Sache noch im Werden ist.

Es ist zu hoffen, daß die Anregung von Heinrich Butzer bald greifbare Gestalt annimmt zur Förderung unserer Wissenschaft, zum Nutzen der Allgemeinheit, zur Wiederaufrichtung unseres alten Ansehens.

---

# GELÄNDEVERMESSUNG DURCH FLUGZEUGAUFNAHMEN.

*Von Privatdozent Dr. Adolf Schlötzer, München.*

Der Gedanke, die durch photographische Aufnahmen erhaltenen Bilder zu Meßzwecken zu verwenden, reicht bis auf die ersten Anfänge der Photographie zurück. Der französische Gelehrte Arago erkannte bereits, daß Lichtbilder bei Architektur- und Geländeaufnahmen mit Vorteil herangezogen werden könnten. In der folgenden Zeit wurden photographische Aufnahmen von zwei oder mehr terrestrischen Standorten gemacht und zur Konstruktion des Grund- und Aufrisses der enthaltenen Objekte verwendet. Trotz vieler Bemühungen hat sich aber die „Meßtischphotogrammetrie", wenigstens für Geländevermessung, nur wenig Eingang verschafft. Die Schwierigkeiten lagen hauptsächlich bei der Punktidentifizierung und in den mühevollen Methoden der Auswertung. Erst mit Einführung der „Stereophotogrammetrie" und der damit verbundenen Auswertung am Stereoautographen wurden erhebliche Fortschritte erzielt.



Abb. 1. Schrägaufnahme der Gasfabrik Moosach bei München. (Aufgenommen von der bayerischen Luftbildgesellschaft.)

In der neueren Zeit werden photographische Aufnahmen nicht allein von festen Standorten auf der Erde, sondern auch von Luftfahrzeugen aus gemacht. Konnte vor dem Kriege an eine ausgedehnte praktische Anwendung der Luftaufnahmen nicht herangetreten werden, so waren doch die diesbezüglichen theoretischen Fragen besonders durch Herrn Geheimrat S. Finsterwalder der Technischen Hochschule München bereits eingehend behandelt worden. Erst nach der gewaltigen Entwicklung der Flugzeugindustrie konnte das Luftaufnahmeverfahren Fortschritte erzielen. Durch Verwendung der Flugzeuge war die Möglichkeit gegeben, jene übersichtlichen Standpunkte in der Luft den Bedürfnissen entsprechend so zu wählen, daß ein günstiger Einblick in das Aufnahmegebiet vorhanden war.

Die Photogrammetrie aus der Luft wird ja noch mancherlei Verbesserungen bedürfen und die diesbezüglichen Versuche und Erfahrungen sind noch nicht abgeschlossen, aber sie gibt Anlaß zu großen Hoffnungen. Daß die auf Luftphotogrammetrie gesetzten Erwartungen berechtigt sind, beweist die Rührigkeit von Privatunternehmungen im In- und Auslande, die sich bemühen, diese Art der Vermessung zu studieren, die zweckmäßigsten Instrumente zu bauen und die besten und genauesten Methoden zu finden. Tatsächlich sind in der letzten Zeit große Fortschritte gemacht worden, und die bis jetzt gesammelten Erfahrungen entsprechen den Erwartungen, so daß für viele Zwecke, namentlich für ingenieurtechnische Arbeiten, das Luftbild bereits mit Vorteil verwendet werden kann.

Die außerordentliche Entwicklung der Vermessung aus der Luft ist in Deutschland im wesentlichen zwei Firmen zu verdanken, und ich betrachte es daher als vornehme Pflicht, jene Unternehmungen an dieser Stelle zu erwähnen. Es sind dies die Luftbild G. m. b. H., Stereographik G. m. b. H., München in Verbindung mit der Firma Carl Zeiss, Jena, einerseits und die Aerofoto-Optikon in Verbindung mit der Firma Gustav Heyde, Dresden, andererseits. Beide Gruppen haben sich vor einiger Zeit zur weiteren Entwicklung und Vervollkommnung der Methoden zu einer Interessengemeinschaft zusammengeschlossen.



Abb. 2. Vertikalaufnahme des Anhalter Bahnhofs Berlin.

Es sind die folgenden Aufnahmearten zu unterscheiden:

### 1. Die Luftbilder.

Man versteht darunter Luftaufnahmen unter beliebigem Neigungswinkel. Sie zerfallen in:

a) Schrägaufnahmen, wenn die optische Achse der Aufnahmekamera gegen die Horizontale mehr oder weniger stark geneigt ist.

Derartige Luftbilder geben hübsche Ansichten von einzelnen Gebäuden, Fabrik- und Hafenanlagen, von Ausstellungen, Festplätzen usw. Es sind Ansichts- und Übersichtsbilder, die zur Reklame oder zu Anschauungs- und Lehrzwecken verwendet werden können. Bei der Schärfe, mit der alle Details erkennbar sind, eignen sie sich, den momentanen Zustand des Objektes festzuhalten.

Solche Aufnahmen können auch vergrößert und für Reklamezwecke in Farben reproduziert werden. Es ist weiterhin möglich, projektierte Objekte in die Bilder hineinzukonstruieren, so daß das Ganze die Ansicht des zukünftigen Zustandes gibt. Von den Originalen können Druckplatten angefertigt werden, die zum Abdruck in Zeitschriften und wissenschaftlichen Abhandlungen oder zu Ansichtskarten dienen, oder es können Diapositive hergestellt werden, die zur Erläuterung bei Vorträgen Verwendung finden. Dem Achitekten sind Schrägbilder zum Studium von Bauwerken erwünscht, der Ingenieur wird für sein Projekt daraus bereits mancherlei ersehen können und kann in seinen Berichten auf bestimmte Punkte der Bildbeilagen hinweisen. Liegen zwei solche Aufnahmen vor, die stereoskopischen Effekt geben, so läßt sich bei der Betrachtung derselben im Stereoskop ein eingehenderes Studium des Objektes ermöglichen.

b) Vertikalaufnahmen, wenn die optische Achse der Aufnahmekamera nahezu vertikal, die photographische Platte somit horizontal ist. Sie stellen bereits einen gewissen Übergang zum Plane dar; sie geben den Grundriß von Gebäuden, Plätzen, Hafen- und Fabrikanlagen, enthalten aber viel mehr Details als eine Karte und können zunächst zu ähnlichen Zwecken wie die Schrägaufnahmen dienen.

Wenn die optische Achse im Moment der Aufnahme genau vertikal war, so kann durch entsprechende Verkleinerung oder Vergrößerung des Flugbildes die Grundlage zu einem maßstäblich richtigen Situationsplan geliefert werden, solange das Gelände nahezu eben ist. Bodenerhebungen oder -vertiefungen geben Anlaß zu Verzerrungen, die je nach den sonstigen Umständen (Maßstab bzw. Flughöhe) mehr oder weniger zum Ausdruck kommen.

### 2. Die Luftbildskizze.

In den meisten Fällen wird das aufzunehmende Objekt auf einer einzigen Platte nicht Platz finden; es ist dann nötig, mehrere Aufnahmen zu machen und aneinander zu reihen. Dabei werden die Bilder so angeordnet, daß jede Platte ein Stück in die daran anstoßende übergreift. Auf diese Weise entstehen Reihenbilder, die, wenn sie entsprechend beschnitten, fortlaufend aneinandergefügt und auf Karton aufgeklebt werden, an den Stellen der Übergänge mancherlei Unregelmäßigkeiten erkennen lassen; es sind z. B. Straßen und Wasserläufe an den Übergangsstellen geknickt oder gegenseitig etwas verschoben. Man versteht also unter Luftbildskizze eine einfache Aneinanderreihung von ungefähr senkrechten Flugaufnahmen, die, wenn sie mehr zur Übersicht dient und wenn es auf große Genauigkeit, Maßhaltigkeit und Einhaltung eines bestimmten Maßstabes nicht ankommt, für manche Zwecke genügen mag. Insbesondere würden im unvermessenen Gelände derartige Aufnahmen bereits wichtige Dienste leisten.

Die Genauigkeit der Luftbildskizze kann gehoben werden, wenn von Zeit zu Zeit ein durch Koordinaten festgelegter und im Bilde erkennbarer Punkt vorhanden ist, mit dessen Hilfe die betreffende Photographie an die richtige Stelle gebracht werden kann.

3. Die Luftplanskizze.

Wird von der Luftbildskizze alles für eine Karte Wichtige auf Pauspapier übernommen und kartographisch bearbeitet, so erhält man einen Plan, der hinsichtlich seiner Genauigkeit dieselben Eigenschaften hat wie die Luftbildskizze. Zum richtigen Eintrag der Nomenklatur, der Kartensignatur, der Straßenklassifizierung usw. kann eventuell eine Erkundung im Gelände notwendig sein.

Luftbildskizze und Luftplanskizze können in gleicher Größe oder auf einen Durchschnittsmaßstab reduziert auf photomechanischem Wege reproduziert werden. Die Reproduktion der Luftbildskizze enthält gegenüber jener der Luftplanskizze wesentlich mehr Details. Jeder Baum, Strauch, Acker ist erkennbar, starke Vertiefungen oder Erhebungen im Gelände sind durch Schattierung angedeutet, so daß die Orientierung im Gelände sehr erleichtert ist.

4. Die Photokarte.

Werden höhere Anforderungen an die Genauigkeit einer Luftbildskizze gestellt, so wird sich eine Genauigkeitssteigerung nur dann erreichen lassen, wenn verschiedene Vorbedingungen gegeben sind. Vor allem muß das Gelände möglichst eben sein, das Flugzeug muß während der Aufnahme die gleiche Höhe einhalten, die optische Achse der Aufnahmekamera muß lotrecht sein, Bedingungen, die sich in der Regel nicht genau einhalten lassen. Hinsichtlich des Einflusses der Bodenunebenheiten ist wie bei der Luftbildskizze zu bemerken, daß hierbei der Kartenmaßstab bzw. die Flugzeughöhe und die Kamerabrennweite von Belang sind. Bezüglich der übrigen Bedingungen können die entstandenen Fehler durch „Entzerrung" beseitigt werden, die am einfachsten auf optisch-mechanischem Wege durchgeführt wird. Hierzu müssen auf jeder Platte bei bekannter Brennweite der Aufnahmekamera mindestens drei Punkte der Lage nach (die Höhen sind ja als gleich angenommen) gegeben sein und im Bilde einwandfrei erkannt werden können. Es eignen sich zu dem Zwecke besonders Punkte, die im Gelände durch ausgelegte Papierkreuze während der Aufnahme signalisiert worden sind und deren Koordinaten durch Triangulierung gefunden werden. Solche Papierkreuze erscheinen im Bilde außerordentlich scharf (s. Abb. 3). Ferner sind geeignet: Straßenkreuzungen, scharfe Ecken von Äckern und Wiesen, Kulturgrenzen, die senkrecht auf Straßen stoßen usw. Es werden womöglich vier derartige in den Ecken der Bilder liegende Paßpunkte ausgewählt und nachträglich vermessen. Die teueren trigonometrischen Arbeiten können vermieden werden, falls genügend genaue Katasterpläne (1 : 2500, 1 : 5000) vorhanden sind, aus denen die Koordinaten der Paßpunkte entnommen werden. Derartige entzerrte Ver-

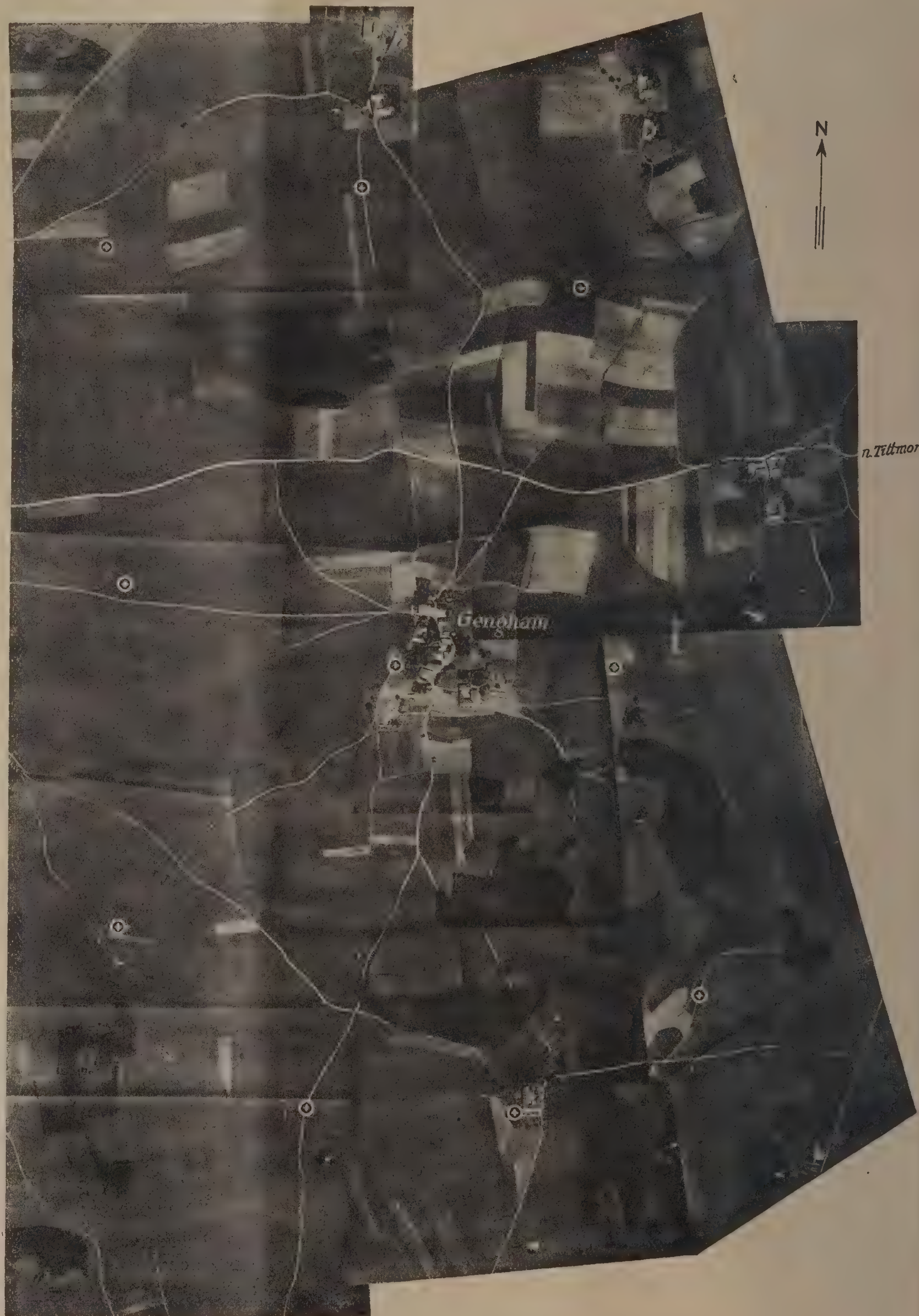



**Abb. 3.** Luftbildskizze von Gengham.
Die trigonometrischen Punkte sind durch Kreise deutlich hervorgehoben.

tikalaufnahmen, die mit Hilfe der Paßpunkte auch orientiert sind, eignen sich besonders zur Ergänzung des vorhandenen Kartenmaterials auf den neuesten Stand, zur Genauigkeitsprüfung von Plänen und zur Berichtigung eventuell vorhandener Fehler.

Werden mehrere solcher auf einen bestimmten Maßstab entzerrter Aufnahmen entsprechend beschnitten aneinandergereiht und auf Karton aufgeklebt, so entsteht eine richtig orientierte Photokarte, bei der keine Unstimmigkeiten an den Übergängen mehr auftreten.



Abb. 4. Photokarte der Stadt Lindau.

### 5. Die Luftbildkarte.

Wird die Photokarte auf Pauspapier übernommen und kartographisch bearbeitet, so hat die gewonnene Luftbildkarte alle Eigenschaften eines Situationsplanes nach dem neuesten Stand. Man versteht also unter Luftbildkarte eine auf Grund von entzerrten Luftbildern gezeichnete maßstabhaltige Karte. Luftbildkarte und Photokarte können auf photomechanischem Wege im gleichen oder veränderten Maßstab reproduziert werden.

Die Abb. 4 ist eine reproduzierte Photokarte der Stadt




Abb. 5. Reproduzierter Katasterplan der Stadt Lindau.

Lindau. Sie besteht aus vier aneinandergefügten Bildern, deren Trennungslinien durch Retouche beseitigt sind. Die Straßennamen sind nach bereits vorhandenen Plänen oder Erkundung eingeschrieben.

Ferner ist in Abb. 5 der auf gleichen Maßstab reproduzierte Katasterplan angefügt. Der Vergleich der beiden Bilder ergibt die Neuerungen, die im Plane noch nicht enthalten waren. Hinsichtlich Zeit und Kosten ist schon ein ganz wesentlicher Unterschied, ob eine Stadt durch einige Luftbilder in Verbindung mit einigen trigonometrischen Punkten oder durch mühsame terrestrische Vermessung festgelegt wird.

Die beiden folgenden Photokarten Abb. 6 u. 7 geben technische Anlagen. Bei beiden Bildern sind die Trennungslinien der einzelnen Teilbilder noch ersichtlich und können die Übergänge kontrolliert werden.

Sind die zur Entzerrung der Bilder notwendigen Paßpunkte in genügender Anzahl nicht vorhanden, so findet das von Prof. Rudel gegebene Verfahren Anwendung, welches lediglich ein weitmaschiges Dreiecksnetz voraussetzt. Es werden auf den Bildern im allgemeinen gar keine koordinierten Paßpunkte sein, bzw. es wird sich nur auf einigen Bildern der eine oder andere Paßpunkt finden. Bedingung ist dagegen ein reichhaltiges Bildmaterial mit einer Überdeckung der Aufnahmen nach allen Seiten um ca. 50 vH. Diese Methode hat auch den großen Vorteil, daß sie von der inneren und äußeren Orientierung und von der Höhe des Flugzeuges vollständig unabhängig ist. In der neuesten Zeit wird die Auswertung nach der Rudelschen Methode mit dem Stereokomparator durchgeführt. Diesbezügliche Versuche sind im Gange.

Die Luftbildkarten finden besonders vorteilhaft Verwendung für die folgenden Zwecke:

a) Für vermessungstechnische Arbeiten, um vorhandene Pläne zu ergänzen oder zu kontrollieren.
b) Für technische Zwecke, z. B. für Flußkorrektionen, zur Festlegung eines rasch wieder verschwindenden Vorganges, wie des Hoch- oder Niederwasserstandes eines Flusses. Da die Überschwemmungsgebiete oft nur schwer und mit Gefahren zu betreten sind, tritt

der Vorteil des Luftbildes deutlich hervor. Die Aufnahmen können rasch und über große Gebiete durchgeführt werden, während die Triangulierung der Paßpunkte und evtl. Höhenmessungen später nachgeholt werden können. Wie bei Flußaufnahmen, so können auch die Küsten des Meeres oder die Ufer der Seen betreffs Uferschutz vermessen werden. Über die Brauchbarkeit des Luftbildes für die Zwecke des Wasserbaues wurde in Bayern von ministerieller Seite folgendes Gutachten abgegeben: „Die Luftbildaufnahmen sind wichtig zur Festlegung der Überschwemmungsgebiete, bieten auch Grundlagen für die Wildbach-Verbauung im Verwitterungsgebiet, zeigen Veränderungen der Muren und Schuttkegel im Gebirge, geben Anhaltspunkte für die Trassierung und Gefällsauswahl und wichtige Grundlagen für die Berechnung der hydrotechnischen Werte. Sie liefern auf raschem und billigem Wege brauchbare Pläne für die Trassierung bei technischen Projekten aller Art, geben bestimmte Fingerzeige für die Begehung und Vermessung im Gebirge und beantworten die Frage, wo zunächst Erkundung und Arbeit im Gelände einzusetzen hat."

Bei klarem und nicht tiefem Wasser lassen sich auch Details des Untergrundes erkennen, so daß mit Hilfe des Luftbildes Fahrrinnen oder Untiefen gefunden werden können.

c) Auch für Projektierungszwecke bei Straßen-, Kanal- und Bahnbauten kann man sich der Luftbilder mit Vorteil bedienen. Bisweilen sollen die Grundbesitzer über die Linienführung des Bauwerkes in Unkenntnis bleiben, was durch Flugzeugaufnahmen zu erreichen ist.

d) Das Luftbild leistet überall da vorzügliche Dienste, wenn das Gelände schwer zu betreten ist, z. B. in Sumpf- und Moorgegenden. In Anbetracht des geringen Bodenwertes brauchen die für Katastermessung geltenden strengen Vorschriften hier nicht so unbedingt zur Anwendung kommen und damit wäre die Möglichkeit gegeben, die Luftphotogrammetrie auch zur Festlegung des Besitzstandes zu verwenden.

e) Für Forstwirtschaft kann nach fachmännischer Ansicht das Luftbild umfangreiche Anwendung finden: z. B. zur Wertberechnung bei Waldkäufen, zu Forsteinrichtungsarbeiten mit Bestandsbeschreibung, zum Entwurf von Wirtschaftsplänen, zur Berechnung von Massenschäden, die sich auf größere Abschnitte erstrecken, für forstwirtschaftliche Versuche, Bestandsgeschichte usw.

f) Ferner kann das Luftbild die Grundlagen geben zu Siedlungs- und Bebauungsplänen, zu Stadtplänen für Reisehandbücher, zu Touristen- und Umgebungskarten.

### 6. Schrägmeßaufnahmen.

Werden auch Höhenangaben im Gelände gefordert, so besteht zunächst die Möglichkeit, die Vertikalaufnahmen durch Flächennivellement oder barometrische Messung zu kotieren. Infolge der außerordentlich starken Detaillierung sind die Kotierungen leicht ausführbar. Ist das Gelände für die Kartenkonstruktion mittels Entzerrung der Luftaufnahmen überhaupt nicht mehr geeignet, weil die Höhenunterschiede zu stark sind und die dadurch hervorgerufenen Fehler zu groß werden, so ist es notwendig, die Aufnahmen so anzuordnen, daß jeder Geländeteil von je 2 Aufnahmen wiedergegeben wird, wobei jede dieser Aufnahmen von einer anderen Stelle des Luftraumes aufgenommen ist. Finden sich in beiden Bildern identische Punkte, so können durch Vorwärtsschnitte die Koordinaten dieser Punkte nach Lage und Höhe berechnet werden. Es ließe sich also durch Berechnung und Auftrag von genügend vielen Punkten ein Schichtenplan herstellen, ein Verfahren, das natürlich sehr unwirtschaftlich wäre. Die Berechnung der Vorwärtsschnitte könnte durch graphische Konstruktion mit dem Photomeßtisch ersetzt werden, ein Zeiss-Bildmeßtheodolit nach Koppe-Griesel (Modell 1911). Bei der Berechnung der Vorwärtseinschnitte werden die Höhenangaben mit der gleichen Genauigkeit erreicht wie jene der Lage.

Die vollständige Bestimmung einer Schrägmeßaufnahme vom Flugzeug aus führt zur Lösung des Rückwärtsschnittes im Raum, eine Aufgabe, die eine beträchtliche Rechnungs- oder Konstruktionsarbeit bedingt.

Hierbei ist nötig:

1. Die Bestimmung der Höhenkote des perspektivischen Zentrums des Aufnahmeobjektivs.
2. Die Berechnung der Koordinaten des Projektionspunktes desselben.
3. Die Ermittlung des Richtungswinkels der optischen Achse des Aufnahmeobjektivs.

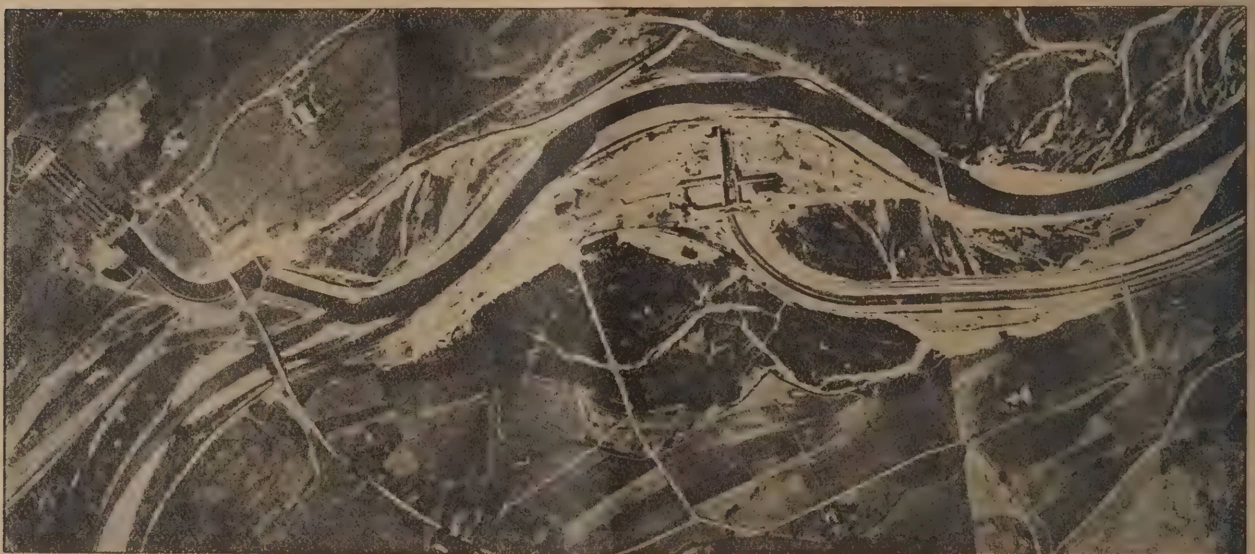


Abb. 6. Photokarte des Kraftwerkes Margarethenberg.

4. Die Bestimmung der Neigung der optischen Achse.
5. Die Berechnung der Verkantung (Drehung der Platte um die optische Achse).

Um diese 6 Unbekannte zu ermitteln, sind 6 Bedingungen erforderlich; es müssen also auf jeder Platte mindestens drei Punkte erkennbar sein, deren Lage und Höhe gegeben ist.

Die Grundlagen zur Berechnung werden beim bereits erwähnten Konsortium Luftbild-Stereographik G. m. b. H. durch Ausmessen der Platten am Stereokomparator, also durch Bestimmen der Bildkoordinaten der Ausgangspunkte oder durch Ausmessen der Horizontal- und Höhenwinkel nach denselben mit Zeiss'schen Bildmeßtheodoliten gewonnen. Die folgende Berechnung geschah zunächst nach dem von Dr. T. Fischer, Biberach, angegebenen Verfahren: Über die Berechnung des räumlichen Rückwärtseinschnittes bei Aufnahmen aus Luftfahrzeugen, Jena 1921, Gustav Fischer. Außerdem ist hier noch zu erwähnen: Prof. Dr. C. Pulfrich, Jena: Über Photogrammetrie aus Luftfahrzeugen und die ihr dienenden Instrumente, Jena 1919, Gustav Fischer.

Später wurden die hier gegebenen Formeln noch erweitert und in Tabellen gebracht, so daß auch Ausgleichungen bei mehr wie drei gegebenen Ausgangspunkten möglich sind.

Die Aerofoto-Optikon-Gruppe nimmt die entsprechenden Berechnungen nach dem Verfahren von Prof. Hugershoff vor (Grundlagen der Photogrammetrie aus Luftfahrzeugen, Stuttgart 1919), unter Benutzung des Hugershoff-Heyde'schen Bildmeßtheodoliten.

### 7. Die Schrägstereoaufnahmen.

Liegen zwei Schrägmeßaufnahmen so, daß sie stereoskopischen Effekt geben, so kann nach Festlegung der vollständigen Orientierung der Platten unter bestimmten Voraussetzungen der Stereoautograph zur Konstruktion des Schichtenplanes verwendet werden. Die Auswertung mit den sich seit 11 Jahren, zur Konstruktion von Karten aus terrestrischen Aufnahmen, in Verwendung befindlichen Zeiss'schen Stereoautographen ist zwar noch mühsam, aber immerhin ist die luftphotogrammetrische Methode der topographischen Aufnahmemethode im gebirgigen Gelände, besonders bei Maßstäben 1 : 10 000 und kleiner, bereits weit überlegen.



Abb. 7. Photokarte der Baustelle Jettenbach (Innwerke).

Die Verwendung der Schrägmeßaufnahmen ist geboten in allen schwer zugänglichen mit Hügeln oder Bergen durchzogenen Geländestreifen, so z.B. zur Aufnahme von Felspartien, ferner in Sumpf- und Fiebergegenden. Insbesondere können Luftaufnahmen in Frage kommen zur Herstellung von topographischen Karten, von Verkehrskarten und zu Projektierungen aller Art. Was früher nur in langjähriger mühevoller und gefährlicher Arbeit möglich war, läßt sich jetzt mit einigen Flügen in kürzester Zeit erledigen.

In einigen Wochen wird von der Firma Zeiss ein ganz neu erdachtes Instrument, „der Stereoplanigraph", geliefert, das hinsichtlich der beiden Bilder nur die eine Bedingung stellt, daß sie stereoskopischen Effekt geben. Es können mit dem Instrument jede Art von Schräg- und Steil-, ja sogar Senkrechtaufnahmen ausgearbeitet werden. Ferner gestattet der Stereoplanigraph nicht nur den Grundriß, sondern auch den Aufriß eines Objektes sowie jedes beliebige Querprofil unmittelbar zu zeichnen und gibt außerdem die Möglichkeit der automatischen Ermittlung der äußeren Orientierung der Bilder. Über dieses Instrument sowohl wie über den Hugershoff-Heyde'schen Autokartographen wird in der Folge ein gesonderter Artikel erscheinen.

---

## LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

**Baustoffkunde.**

**121.** Wasserdichte Zementdachsteine. Beton und Eisen 1923, Nr. 1, S. 12—13, mit 5 Abb. Über die Herstellung von Dachsteinen nach der Arbeitsmethode der Firma Dr. Gaspary & Co.-Markranstädt, die den Anforderungen an Wasserdichte usw. in hohem Maße gerecht wird.

**122.** Betonhohlbau mit Hilfe von luft-, wasser- oder sandgefüllten Schläuchen oder Säcken. Von Rgbmstr. E. Groh, Zittau. Beton und Eisen 1923, Nr. 2, S. 18—19, mit 3 Abb. Die zweckmäßige Ausbildung von Massivdecken mit Hohlräumen aus einem Stück.

**123.** Betonplattenfabrikation. Von Rgbmstr. Kropf, Tapiau, Ostpr. Zement 1923, Nr. 3, S. 22/23. Herstellung und Verwendung ein- und mehrfarbiger Platten, insbesondere von Granitrid- und Terrezzoplatten.

124. Schlackensteine aus Hochofenschlacke. Von Dr. Guttmann, Düsseldorf. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 5, S. 31/32, 7 Abb. Geschichtliche Entwicklung seit 1862.

125. Neue Versuche über das Wärmeleitvermögen von Ziegel- und Kalksandsteinen. Mitgeteilt vom Reichsverein der Kalksandsteinfabriken, Berlin. Beton und Eisen 1923, Nr. 1, S. 13, mit 2 Abb. Ergebnisse von Versuchen. Die Ermittlung der Wärmeleitfähigkeit wurde durch ein Verfahren ermöglicht, das diese Eigenschaft in einfacher Weise auf dem Wege der vergleichenden Prüfung ergibt. Vergleichsmaterial ist ein in der Praxis bewährter Isolier- oder Baustoff. Für Mauersteine der gewöhnliche Mauerziegel als Grundlage.

126. Versuche über den Einfluß von Traßmehl und anderen Steinmehlen im Zementmörtel und Beton. D. Bztg. (Mitt. über Zement usw.) 1923, Nr. 2, S. 10/11. Auszug Heft Nr. 261 der Forschungsarbeiten, bearbeitet von Otto Graf. Ergebnis: Zusatz von Traß- und anderen Steinmehlen ist nur bei magerem Beton und auch nur bis zu einem gewissen Grade von Vorteil und auch nur dann, wenn der Beton lange Zeit feucht gehalten wird.

127. Elektrischer Metallschmelzofen Bauart Brown Boveri. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 3, S. 30—31. Konstruktion, Arbeitsgang, Leistungsfähigkeit und Verwendungsmöglichkeit (Lagermetall, Spezialstähle usw.).

### Baumaschinen.

128. Einige Ausführungen von baulichen und maschinellen Einrichtungen zu mechanischem Waschen und Sortieren von Sand, Kies, Steinsplitt usw. im Betriebe von Betonbauunternehmen, Kunststeinwerken usw. Von Rgbmstr. Kropf-Cassel. Beton und Eisen 1923, Nr. 1, S. 13—14. Beschreibung der Waschmaschine Nixe mit Sortierzylinder, die besonders gut mit Vorwäsche für schwer zu reinigende Materialien arbeitet.

129. Preise von Baugeräten und Baustoffen. Von Dr.-Ing. Garbotz, Frankfurt. Zentralblatt 1923, Nr. 3/4, S. 24. Preistabelle für 1. April 1914 und 1. Dez. 1922.

Vgl. Nr. 179.

### Statik und Festigkeitslehre.

130. Einheitliche Bezeichnungen für die Festigkeitsberechnungen von Ingenieurbauwerken. Von Dr.-Ing. e. h. Schaper, Berlin. Beton und Eisen 1923, Nr. 2, S. 17—18. Ergebnis der Verhandlungen am 16. Dezember 1922 im Reichsverkehrsministerium zwischen Vertretern der berufenen Fachgruppen.

131. Die Berechnung der Druckstähle nach den neuen deutschen Vorschriften. Von Prof. Dr.-Ing. Melan, Prag. Mitt. des Deutschen Ing.-Vereins in Mähren 1922, Nr. 12, S. 217/18. Hinweis auf Widersprüche und absprechendes Urteil über die beabsichtigten neuen Bezeichnungen.

132. Das Gesetz der allgemeinen Kraftzerlegung. Von Dipl.-Ing. Tsalikis, Athen. Deutsche Bztg. 1923, Nr. 4/5, 4 Seiten, 33 Abb. Zerlegung einer Kraft in 2 Komponenten, Bestimmung von sog. Kapazitäten und 8 Rechnungsbeispiele.

133. Nochmals der Sprengwerkbinder über zwei Felder. Von Dipl.-Ing. Worch, Darmstadt. Holzbau (D. Bztg.) 1923, Nr. 1, S. 1/2, 4 Abb. Richtigstellung einer Theorie von Dipl.-Ing. Schneemann (1922 Nr. 4, 5, 8), der den Einfluß der Normalkräfte vernachlässigte.

134. Versuche über die Verdrehungsfestigkeit der Walzeisenträger von A. Föppl. Von Müllenhoff. Der Eisenbau 1922, Nr. 12, S. 269—72, mit 1 Abb. und 2 Zahlentafeln. Ergebnisse von Versuchen, denen aus schmalen Rechtecken bestehende Querschnitte zugrunde gelegt sind. Statt des üblichen Wertes von de Saint Vénant, $J_1 = \frac{F^4}{40 J_p}$ wurde die Föppelsche Formel $J_2 = \frac{1}{3}\sum l d^3$ für die Ermittlung des elastischen Verdrehungswinkels eines Stabes angewandt.

135. Fachwerkträger mit parallelen Gurten, als elastisches System verrechnet. Von Léon Légens. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 1, S. 8—12, mit 20 Abb. Verfahren zur Berechnung der Parallelträger unter Berücksichtigung des Einflusses der steifen Knotenverbindungen.

### Brückenbau.

a) Allgemeines.

136. Auflagerung eiserner Eisenbahnviadukte in Kurven. Von Dr.-Ing. Struve-Hamburg. Der Eisenbau 1922, Nr. 12, S. 263—69 mit 9 Abb. Im allgemeinen wird bei flachen Kurven und geringer Spannweite der Balkenbrückenzug, bei starken Kurven und größerer Spannweite die Gerberbrücke empfohlen. Maßgebenden Einfluß werden nicht allein die Möglichkeit der Auflagerausbildung, sondern auch die Gewichts- und Preisverhältnisse der übrigen Konstruktionen haben.

137. 75 Jahre deutscher Brückenbau. Von Prof. Kayser, Darmstadt. Zentralblatt 1923, Nr. 3/4, S. 17/18. Besprechung der Harkortschen Festschrift anläßlich deren 50jährigen Bestehens und Hervorheben der Aufsätze von Prof. Hertwig, Aachen, über „den deutschen Brückenbau als Beispiel für die Zusammenarbeit von Theorie und Praxis" und von Prof. Kapsch, Graz, über „eine besondere Art von Nebenspannungen in Fahrbetonkonstruktionen von Eisenbahnbrücken".

Vgl. Nr. 138.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

138. Zur Frage des Nachweises der Wärmespannungen in gewölbten Brücken. Von Oberbaurat R. Kern-Mödling. Z. d. Oe. I. u. A. V. 1923, Nr. 3/4, S. 17—19. Vorschlag für Änderungen in den Berechnungsgrundlagen, deren Notwendigkeit aus der wirtschaftlichen Bedeutung des Gegenstandes hervorgeht.

Vgl. Nr. 138 a.

d) Eisenbetonbrücken.

138 a. Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton. Deutsche Bztg. (Mitt. über Zement usw.) 1923, Nr. 2, S. 9/10, 4 Abb. Kurze Beschreibung der Brücke, von San Telmo über den Guadalquivir in Sevilla. 2 Eisenbetonbögen von 45 m Spannweite. Aufgelöste Bauweise. Spannweite der Platte 10 m.

e) Eiserne Brücken.

139. Stoßwirkungen bei eisernen Eisenbahnbrücken. Von Brückeningenieur A. Bühler-Bern. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 1, S. 1—5, mit 4 Abb. Überblick über den heutigen Stand der Untersuchungen zur Klärung der Frage der Stoßwirkungen der Verkehrslasten bei eisernen Eisenbahnbrücken in theoretischer und experimenteller Hinsicht.

### Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

### Gründungsarbeiten usw.

140. Untersuchungen über Fundamentschwingungen. Von Dr.-Ing. E. Schmidt-München. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 2, S. 33—35, mit 11 Abb. Die durch periodische Kräfte von Maschinen hervorgerufenen Schwingungen werden mittels der in der Elektrotechnik üblichen graphischen Darstellung oszillierender Größen durch Vektoren untersucht. Versuchsverfahren zur praktischen Aufnahme der Fundamentfunktion.

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

141. Zur Beurteilung von Grundwasserabsenkungsflächen beim Brunnenabstrich. Von Dr.-Ing. Beger, Danzig, Bautechnik 1923, Nr. 3, S. 17—19. Bestätigungen aus der Praxis, daß die durch Laboratoriumsversuche gefundene Tatsache, daß die Formel von Forchheimer $v = k \cdot I^n$ richtiger ist als von Darcy $v = k \cdot I$.

142. Einander zugeordnete Wasserstände an der österreichischen Donau bei Nieder- und Mittelwasser. Vom Hydrogr. Zentralbureau. Oesterr. Monatsschrift 1922, Nr. 12, S. 230/31, 2 Tafeln. Wasserstandsbeziehungen von Engelhartszell bis Hainburg 1915—1919.

143. Turbulente Bewegung des Wassers in offenen Gerinnen. Von Dr.-Ing. Krey, Charlottenburg. Zentralblatt 1923, Nr. 3/4, S. 13/14, 3 Abb. Das Wesen der turbulenten oder Flecht- und der laminaren oder Bandströmung sowie die praktische Bedeutung von Wirbeln.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

144. Der Main-Donau-Kanal. Von Hofrat Prof. Halter, Wien. Österr. Monatsschrift 1923, Nr. 1, S. 6 bis 13, 2 Tafeln. Vorgeschichte, Beschreibung des Entwurfs, Kraftwasserstraße, wirtschaftliche Fragen, jetziger Bauzustand.

145. Brüssel als Seehafen. Deutsche Bauztg. 1923, Nr. 4, S. 24. Beginn der Arbeiten 1900. Kanaltiefe 6,5 m, für Seeschiffe bis 5,8 m Tiefgang, 110 m Länge, 15 m Breite und 3000 t Fassungsvermögen. Einweihung November 1922.

146. Erweiterung der Handelshafenanlagen in Kiel. Zentralblatt 1923, Nr. 3/4, S. 21. Kurzer Bericht über die im Jahre 1921/22 ausgeführten Bauten.

147. Verbesserung der Nordseeküste bei Emden. Bautechnik 1923, Nr. 3, S. 24, ¼ Spalte. Eindeichung eines 17 km² großen Watts zur Gewinnung von Ackerboden und Verbesserung des Fahrwassers an der unteren Ems.

148. Baggerarbeiten auf den Kanälen in Cochinchina. Von Benabenq. Le Génie Civil 1922. Bd. 81, Nr. 26, S. 590—593 mit 7 Abb. Beschreibung der Verlandungserscheinungen bei den Kanälen in Cochinchina und der Ergebnisse der Arbeiten zur Erhaltung eines eingehender umschriebenen Kanalprofils.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

149. Die erste Eisenbetontalsperre Deutschlands in aufgelöster Bauweise. Bautechnik 1923, Nr. 3, S. 24, ¼ Spalte. Kurzer Bericht über die im Bau befindliche Sperre bei Vöhrenbach im badischen Schwarzwald.

150. Einstellung des Talsperrenbaues bei Triberg. Wasserkraft 1923, Nr. 1, S. 5, ¼ Spalte. Die erforderlichen Baukosten können von den fünf beteiligten Gemeinden nicht aufgebracht werden.

151. Das Walchensee- und Bayernwerk. Von E. Mattern, Potsdam. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 1, 2, 4, S. 1—6, 36—39, 77—80, mit 35 Abb. Vorgeschichte, wasserwirtschaftliche Grundlagen und die allgemeine Anordnung der Gesamtbauanlage. Beschreibung der Einzelbauwerke, Angaben über den Ausbau der Loisach, die wirtschaftliche Form der Unternehmung, die Verwertung der gewonnenen Wasserkraft, Baukosten und Bauausführung.

152. Wasserkraftgewinnung aus Flachlandflüssen. Von Reg.- und Baurat R. Seifert, Berlin. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 3, S. 49—52, mit 1 Abb. Allgemeine Bedingungen der Wasserkraftgewinnung, vor allem aus schiffbaren Flachlandflüssen. Ausnutzung des Gefälles und der Abflußmenge durch Stauwehr oder Seitenkanal in Erde oder Beton. Zahlenbeispiele. Ausbauwürdigkeit.

153. Ein Steinbrockendamm-Entwurf für 26 m Gesamthöhe. Von Prof. Dr. Weyrauch, Stuttgart. Die Wasserkraft 1923, Nr. 1, S. 1/2, 1 Abb. Bericht nach Priccedings über die im Colorado-river geplante Sperre.

154. Zur Berechnung von Tübbingen. Von Dr.-Ing. J. Ratzersdorfer, Aachen. Der Eisenbau 1922, Nr. 12, S. 272—74, mit 1 Abb. Einfache Ermittlung von Spannungen in Wandungen kreisförmiger Schachtrohre für den Fall des dickwandigen Rohres.

155. Zur Druckschachtfrage. Von Ingenieur Franz Lepnik, Wien. Beton und Eisen 1923. Nr. 1, 2, S. 9—12, 24—26, mit 7 Abb. Erläuterung zu einem mit den statischen Grundlagen in der Genauigkeit zutreffenden angenäherten Rechenverfahren mit Anwendung auf eine bei einem im Bau befindlichen Alpenkraftwerk geplante Druckleitung mit Beziehung auf die Abhandlungen von Ingenieur Büchi in der S. B. Z. 1921, Nr. 6—8 und von Dr.-Ing. Mühlhofer in der Z. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins.

156. Über eine neue Dichtungsweise von Eisenbeton-Druckrohren. D. Bauztg. (Mitt. über Zement usw.) 1923, Nr. 2, S. 16. Stoßdeckung mit gußeisernen Ringen und Bleirohr mit Baumwollseele.

157. Auswertung der Kennlinien von Francisturbinen. Von Dr.-Ing. R. Müller, München. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 3, S. 57—58, mit 4 Abb. Darstellung der Versuchsergebnisse durch Kennlinien. Berechnung des Energieverlustes und des stoßfreien Eintritts und drallfreien Austrittes des Wassers am Laufrad. Berechnung des wirksamen Eintritts- und Austrittshalbmessers des Laufrades.

158. Trigonometrische Beobachtung der elastischen Deformationen der Staumauer am Pfaffensprung des Kraftwerkes Amsteg der S. B. B. Mitgeteilt von der Sektion für Geodäsie der Eidgen. Landestopographie, Bern. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 3, S. 21—24, mit 7 Abb. Über die Anordnung, die durchgeführten Beobachtungen und deren Auswertung zu einer einwandfreien Erfassung der tatsächlichen Formänderungen.

159. Calcul des barrages arqués. Von H. Juillard, Ingenieur in Innertkirchen. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 2, S. 11—15, mit 5 Abb. Über die Berechnung bogenförmiger Talsperren nach der Methode von Ingenieur M. A. Stucky.

160. Das neue Kraftwerk am Niagarafall in Queenstown (Kanada). Von Paul Calfas. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 3, S. 49—53 mit 9 Abb. Beschreibung der Anlage und der Maschinen des neuen Kraftwerkes, das bei einer Fallhöhe von 93 m die Wasserkräfte des Niagarafalls ausnützt. Die Turbinen, deren Einzelleistung 55 000 PS bei 50 m³/sek beträgt, sind die größten bisher zur Ausführung gelangten Wasserkraftmaschinen.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

161. Einiges über Zementierverfahren für Bergwerksschächte mit Bohrlöchern. Von Reg.-Baumeister Kropf, Tapiau (Ostpr.). Beton und Eisen 1923, Nr. 2, S. 19—20. Beschreibung des Schachtabteufverfahrens unter methodischem Vorbohren und Zementieren der einzelnen wasserführenden Teufenabschnitte.

162. Neuer auf einem Kraftfahrzeug mit Raupenketten montierter Bagger mit rotierenden Schaufeln, System Clère. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 3, S. 39—40 mit 2 Abb. Beschreibung eines neuen Baggergerätes. Der Vorteil der Montage auf dem Raupenfahrzeug liegt darin, daß an der Verwendungsstelle keine Baggergleise benötigt werden.

### Straßenbau.

163. Blitzschlag in eine Eisenbeton-Straßendecke. D. Bauztg. (Mitt. über Zement usw.) 1923, Nr. 2, S. 16. Bericht nach Eng. News Rec. vom 16. 11. 1922. Herausschlagen von kleinen Ecken an den Stoßfugen.

### Eisenbahnbau und -betrieb.

164. Einiges über Betriebserfahrungen mit Rollenlagern. Von Ingenieur C. Wetzel, Zürich. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 2, S. 16—18, mit 3 Abb. Auszüge aus den Vorträgen von Direktor Tóbiás, Budapest, Direktor Albert, Crefeld, und Direktor Loercher, Stuttgart, gehalten auf dem Internationalen Straßenbahn- und Kleinbahnkongreß in Wien im Juni 1921.

165. Zur Reorganisation der Schweizerischen Bundesbahnen. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 3, 4, S. 26—28, 40—44.

166. Projekt zur Einführung des elektrischen Betriebes auf einem Teil der Linien der Compagnie du Chemin de Fer d'Orléans. Le Génie Civil 1922, Bd. 81, Nr. 26, S. 596—598 mit 1 Abb. Besprechung des Planes zum Ausbau des elektrischen Betriebes mit 1500 Volt Gleichstrom aus den Wasserkräften der Haute-Dordogne.

167. Zur Sicherung der Zugfahrten getroffene Maßnahmen bei der Verwaltung der Eisenbahnen in Elsaß-Lothringen. Le Génie Civil 1922, Bd. 81, Nr. 25, S. 573. Besprechung der Sicherheitseinrichtungen der ehemaligen deutschen Reichsbahnverwaltung in Elsaß-Lothringen, insbesondere der Einrichtung des Haupt- und Vorsignals und der Pflichten des Fahrdienstleiters. Ferner Erläuterung der Bahnhofs- und Streckenblockeinrichtungen in bezug auf die Abweichungen zu den bei den französischen Gesellschaften üblichen Maßnahmen. Vgl. Nr. **136.**

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

168. Praktische Ermittlung der Werte für w (h — a) und fe bei Eisenbetonkonstruktionen mit anomalen Beanspruchungen an Hand bekannter Werte. Von Oberingenieur Christian Rieckhof, Darmstadt. Beton und Eisen 1923, Nr. 2, S. 22—24.

169. Beitrag zur Berechnung spiralbewehrter Säulen. Von Ingenieur Kurt Schieneis, Hildburghausen. Beton und Eisen 1923, Nr. 1, S. 8—9. Beitrag zu den „Oberpolizeilichen Vorschriften für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton usw." vom 14. April 1918, § 17, Ziffer 7, betreffend umschnürte Säulen und andere umschnürte Druckglieder mit kreisförmigem Kernquerschnitt, für die die zulässige zentrische Last aus der Formel:

$$\sigma_b\,(F_k + 15\,F_e + 45\,F_s) = P$$

berechnet werden soll.

170. Schalungsfragen. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Beton und Eisen 1923, Nr. 2, S. 21—22 mit 3 Abb. Günstige Erfahrungen mit gut gehobelten Schalungsbrettern. Verwendungsmöglichkeit bis zehnmal, gegenüber zwei- bis dreimal der ungehobelten oder nur rauh gehobelten Schalung.

171. Zur Frage der Riß- und Rostbildung bei Eisenbetonbauwerken. D. Bauztg. (Mitt. über Zement usw.) 1923, Nr. 2, S. 25. Runderlaß des Reichsverkehrsministers vom 31. Oktober 1922.

172. Über Betonzerstörung durch Sulfate und andere schwefelhaltige Stoffe. Von Magistrats-Oberbaurat Dr. Herrmann, Charlottenburg. Zentralblatt 1923, Nr. 1—4, 5 Seiten. Die chemischen Vorgänge, Verhalten von Zementmörtel und Beton, Vorkommen und Verbreitung schwefelhaltiger Stoffe und Schutzmaßnahmen.

173. Betrachtungen über die verderbliche Wirkung selbst kleinster Verunreinigungen durch Zucker im Zement und Beton. Von Dr. Hundeshagen, Stuttgart. Zement 1923, Nr. 3, S. 21—22. Mitt. aus dem Institut für angewandte Chemie und Mikroskopie über ausgeführte ausführliche Versuche. Schon 0,1 vH Zucker im Zement macht diesen völlig unbrauchbar.

174. Die Beeinträchtigungsmöglichkeiten der Zementverbraucher durch die Mängelrüge. Von Ingenieur B. Haas, Leipzig. Beton und Eisen 1923, Nr. 2, S. 20—21. Vorschlag zur Änderung der Bestimmungen über die Kuchenprobe, die in ihrer jetzigen Form die Zementverbraucher gegenüber dem Zementfabrikanten benachteiligt.

Vgl. Nr. 128.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

175. Die Drehbühne des Grand Théatre in Lyon. Von P. Calfas. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 1, S. 1—5 mit 5 Abb. und 1 Tafel. Eingehende Beschreibung der in Eisenkonstruktion erbauten und für zwei Szenen benutzbaren Drehbühne mit einem Durchmesser von 20,5 m.

Vgl. Nr. 131.

### Holzbau.

176. Über die Holzpflege. Zentralblatt 1923, Nr. 3/4, S. 19/20. Ausführliche Besprechung des Buches: „Die Konservierung des Holzes in Theorie und Praxis." Von Dr.-Ing. Bub-Bodmar und B. Tilga.

177. Die Wiederherstellung des durch Insekten beschädigten Dachstuhles der Westminster Abtei. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 1, S. 14 bis 16 mit 2 Abb. und Engineer vom 10. 11. 1922. Beschreibung der Instandsetzungsarbeiten an dem in den Jahren 1394—99 in Eichenholz erbauten Dachstuhl der Abtei.

Vgl. Nr. 133.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

178. Die Förderwerke der Württembergischen Landeswasserversorgung. Von Oberbaurat Groß, Stuttgart. Z. d. V. D. I. 1922, Nr. 49, S. 1093—97, mit 11 Abb. Zweck der Landeswasserversorgung. Wassergewinnung, Anordnung und Ausdehnung der Anlage. Förderwerke mit elektrischem Antrieb. Schleuderpumpe. Hilfsmaschinen. Betriebsergebnisse.

179. Rhein- und Grundwasser im Stadtgebiet Düsseldorf. Von Stadt-Obering. May, Düsseldorf. Gesundheits-Ing. 1923, Nr. 1, S. 1—8, 8 Abb. Höchste und niedrigste Wasserstände und deren Einfluß auf den Grundwasserstrom.

180. Verladeeinrichtung für Klärschlamm. Von Hubert Hermanns. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 2, S. 39 mit 1 Abb. Beschreibung einer auf dem Prinzip der Schaufelarbeit gebauten Schlammhebemaschine, bestehend aus einer Verladevorrichtung in Form einer Kratzerkette und zweier auf der unteren nach beiden Seiten hin verlängerten Umführungsachse sitzenden Schrauben mit einander entgegengesetzter Förderrichtung.

181. Der Stadtverkehr von Sydney. Bautechnik 1923, Nr. 3, S. 23, 1 Abb. Vorhandene und geplante Fähren, Straßen- und Schnellbahnen. Einwohner etwa 1 Million.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

182. Der Betrieb der städtischen Verkehrsmittel in Paris. Von R. Le More. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 3, S. 63—65. Der Verfasser übt Kritik am Betrieb der Verkehrsmittel der Stadt Paris, die seit 1. Januar 1921 in einer Gesellschaft, der Société des Transports en commun de la Région parisienne, vereinigt sind. Schilderung der Mißstände der technischen Anlagen und Fahrzeuge und Vorschläge zu ihrer Behebung.

183. Einmannwagen im Betrieb der Straßenbahnen zu Arnhem (Holland). Von Ch. D. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 3, S. 33—36 mit 9 Abb. Bericht über einen auf dem Kongreß der Kleinbahn-Union im Oktober 1922 in Brüssel gehaltenen Vortrag. Beschreibung der den amerikanischen Wagen nachgebildeten Sicherheitseinrichtungen.

### Siedlungswesen. Sparsame Bauweisen.

— — — —

### Bauunfälle.

184. Amerikanische Erfahrungen mit feuersicheren Gebäuden. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Beton und Eisen 1922, Nr. 1, S. 5—7. Bericht über einen großen Brand. Das als vollständig feuersicher bezeichnete 16 stöckige Gebäude ist trotzdem durch die ungewöhnlich hohen Temperaturen gebrauchsunfähig geworden. Nähere Angaben über das Verhalten einzelner Bauteile (Fenster, Marmor, Rohrleitungen usw.) im Feuer.

### Amtliche Mitteilungen. Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. Rechtsfragen.

185. Löhne und Preise. Zentralblatt 1923, Nr. 5/6, S. 35. Ergebnisse von amtlichen Ausschreibungen aus November und Dezember 1922 über Baustoffe, Arbeitsleistungen und Löhne für acht verschiedene Regierungsbezirke.

186 Unbillige Härte. Von Dr. Brunner. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 5, S. 32. Einspruch von Arbeitnehmern bei Kündigungen. Sprüche von Schlichtungsausschüssen.

187. Erlaubte und verbotene Nebenbeschäftigung. Von Dr. Brunner. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 4, S. 24. Gesetzliche Bestimmungen. Berechtigung zur fristlosen Entlassung.

### Wettbewerbe.

188. Preisausschreiben für Lautsignale elektrischer Lokomotiven. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 4, S. 84. Preisausschreiben des Eisenbahnzentralamtes zur Erlangung einer Vorrichtung zum Geben hörbarer Signale für elektrische Lokomotiven. Nähere Bedingungen im Dezernat 39 des Eisenbahnzentralamtes, Berlin SW 11, Hallesches Ufer Nr. 35/36.

189. Wettbewerb zur Erlangung von Ideenskizzen für die Erweiterung des städtischen Lageplanes und für die moderne Aufschließung des an die Stadt anschließenden Geländes, offen für deutsche Ingenieure. Termin 24. März 1923, abends 6 Uhr, beim Bürgermeisteramt Trautenau in Böhmen. Bedingungen und Planunterlagen von dort zu beziehen.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. Sonstiges.

190. Münchener Hochschultagung. Zentralblatt 1923, Nr. 3/4, S 18/19. Bericht über die Tagung, gehaltene Vorträge und die Gründung eines Bundes der Freunde der Technischen Hochschule München.

191. Elektrisieren oder elektrifizieren? Wasserkraft 1923, Nr. 1, S. 8, 1/4 Spalte. Entscheidung des Allgemeinen Deutschen Sprachvereins für elektrisieren, entsprechend magnetisieren. Elektrifizierung ist dem englischen electrisfication nachgebildet.

Vgl. Nr. 129 und 150.

---

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

### Die Umstellung des Druckluftgründungsverfahrens in das Unterwassertunnelbauverfahren.

Das Unterwassertunnelbauverfahren ist die Umstellung des Druckluftgründungsverfahrens aus der senkrechten Bewegung der Arbeitskammer abwärts in die wagerechte Bewegung vorwärts.

Bei Druckluftgründungen schneiden die Wände des Senkkastens, d. h. der Arbeitskammer unter dem zu gründenden Bauwerk, einen Kern aus dem Erdboden heraus, der von den Arbeitern in Druckluft gelöst und aus der Druckluft durch Schleusung zu Tage gefördert wird. Der Senkkasten versinkt unter der Last des auf ihm errichteten Bauwerkteiles. Das Wasser wird durch Druckluft aus dem Senkkasten nach unten verdrängt.

Wäre die Verdrängung des Wassers durch Druckluft nicht möglich, so müßte der Bodenkern zwischen den Wänden des Senkkastens

unter Wasser ausgebaggert werden. Die Gründung liefe auf eine Bauwerksversenkung nach Art der Brunnenversenkungen mittels Ausbaggerung hinaus.

Beim wagerechten Vortrieb einer an einer Seite offenen Arbeitskammer, einem Tunnelvortriebsschild, ist die Wasserverdrängung aus dem Schild tatsächlich im allgemeinen nicht oder nur hinter eingebauten Schutzwänden, die die Bodengewinnung verhindern oder erschweren, möglich. Denn: Wasser ist durch Druckluft nur in senkrechter Richtung abwärts zwischen dichten Wänden verdrängbar. Jeder Versuch, Wasser von der Seite her durch Druckluft zu verdrängen, scheitert, weil das Wasser infolge seiner größeren Dichte und Schwere bei jeder Berührung mit der Druckluft sich sofort unter der Druckluft einstellt. Dichter oder kapillarer Boden um den Arbeitsraum herum kann der Druckluft den Durchgang durch den Boden erschweren und wirken wie eine vor die Druckluft gestellte mehr oder minder luftdurchlässige Wand; aber die Verdrängung des Wassers erfolgt trotzdem in jedem Berührungspunkt mit der Druckluft in senkrechter Richtung abwärts.

Da die Verdrängung des Wassers aus der durch künstlichen Druck in wagerechter oder geneigter Richtung vorzutreibenden, vorn offenen Arbeitskammer eines Tunnelschildes durch Druckluft im allgemeinen nicht, in dichtem Boden nur selten in genügender, zum Schutze der Arbeiter und des Tunnelbauwerks gegen Luftaus- und Wassereinbrüche zu fordernder sicherer Weise möglich ist, muß der Bodengewinnungsraum in einem Tunnelvortriebschild vom übrigen Schildraum durch eine dichte Wand getrennt und der Boden vor dieser Wand unter Wasser ausgebaggert werden — im Notfalle, d. h. wenn der Boden beim Vortrieb als nicht genügend dicht und sicher sich erweist, um den Gewinnungsraum sorgenlos wasserfrei zu halten, wenigstens jederzeit ausgebaggert werden können. Ferner muß der gebaggerte Boden aus dem Grundwasser in den Tunnel geschleust werden, zur Weiterbeförderung ins Freie.

Flache Böschungen im Bodengewinnungsraum, die Anlaß zur Befürchtung störender oder schädlicher Abrutschungen des Bodens beim Vortrieb geben, sind auf wagerechten, in den Gewinnungsraum eingebauten, mitvorzutreibenden Böden stufenweise abfangbar (vgl. „Grundzüge des Unterwassertunnelbaues", Abb. 5, 14 u. 24). Durch den Einbau solcher Böden wird der Vortrieb erschwert, aber Arbeitskammer und Schild werden kürzer, die Reibung des Schildes im Boden wird verringert und der Schild wird leichter lenkbar.

Die Anordnung wagerechter Boden zur stufenweisen Abfangung der Böschung des Bodens im Schild macht es möglich, den Baggerraum durch eingepumpte Druckluft wasserfrei zu halten und Baggerreparaturen im Trocknen auszuführen. Werden die Gefache zwischen den Böden an ihren hinteren Seiten mit pendelnden, etwas geneigten Rückschlagklappen („Schürzen") versehen — ähnlich den in Abb. 24 der „Grundzüge des Unterwassertunnelbaues" dargestellten Klappen — die dem gebaggerten Boden den Durchgang, aber keine Bewegung von Grundwasser oder Druckluft in umgekehrter Richtung gestatten, so kann das Grundwasser aus dem Baggerraum durch Druckluft verdrängt werden. An den Unterflächen der Böden lassen sich Stoßmeißel, Strahlrohre und andere Räumungsgeräte anbringen.

Bei Druckluftgründungen dient die Druckluft in erster Linie zur Verdrängung des Wassers aus dem Arbeitsraum. Nebenher bietet sie den Vorteil, den Auftrieb des Senkkastens nach Bedarf zu regeln, dadurch die Versenkungsgerüste zu entlasten und schwere Bauwerksteile im freien Wasser schwimmend zu erhalten und zu verschleppen.

Im Unterwassertunnelbau ist dagegen, bei ringsum geschlossenem Tunnel und Abschluß des Tunnelraumes durch eine dichte Querwand mit angebauter Erdförderschleuse im Schild (vgl. „Der Bauingenieur" Jahrg. 1921, S. 221), die Verwendung von Druckluft entbehrlich oder für besondere Zwecke und auf einzelne Stellen beschränkbar.

Der Unterwassertunnelbau ist die allgemeine Form des Arbeitsraumvortriebes unter Wasser. Die Druckluftgründung ist der einfachste Sonderfall dieses Vortriebs, unter Verwendung von Druckluft zur Wasserverdrängung aus dem Arbeitsraum. Druckluftgründungen und Unterwassertunnelvortriebe können in allen von Arbeitern erreichbaren Wassertiefen ausgeführt werden, einerlei, ob der Boden dicht oder wasserdurchlässig ist.

Gleichwie die Druckluftgründung sich bewährt und die Ausführung früher für nicht möglich angesehener Bauwerksgründungen verwirklicht hat, wird in Zukunft auch der Unterwassertunnelbau im Tiefbauwesen die wertvollsten Dienste leisten, zumal sein Anwendungsbereich größer ist als das der Druckluftgründungen.

Von den Anwendungsmöglichkeiten des Unterwassertunnelbaues seien hier nur folgende erwähnt:

1. Die Herstellung von Unterwassertunnelverbindungen gegenüberliegender Ufer an Strömen, Flüssen, Seen, Kanälen (brückenlose Kanäle), Häfen und anderen Wasserbecken, ferner von Inseln untereinander und von Inseln mit dem Festland;
2. der Bau von Untergrundbahnen in wasserreichem Boden;
3. die Durchtunnelung wasserreicher Gebirgsstrecken;
4. die Entwässerung von Städten mittels tiefliegender Kanäle;
5. die Grundwassergewinnung aus Tunneln und Stollen, anstatt aus Tiefbrunnen, zur Wasserversorgung von Städten und Gemeinden;
6. die Herstellung von Ent- und Bewässerungstunneln unter Wasser (Ersatz für Düker);
7. das Anschneiden von Stauseen unter Wasser, zum Zwecke der Wasserkraftgewinnung;
8. in senkrechter Richtung abwärts: die Herstellung von Brunnen und Schächten im Tiefbau und im Bergbau.

Die Neuheit des Verfahrens erfordert, daß seine Ausführung in die richtigen Hände gelegt wird.

Nikolassee, im Dezember 1922. A. Haag.

## Der Ausbau der Wasserkräfte in Nordamerika.

Bericht aus „Engineering News Record" 1922, Heft 16 vom 19. Oktober 1922.

Anläßlich der Tagung der American Society of Civil Engineers wurde in sehr großem Umfange der Ausbau der Wasserkräfte in den Vereinigten Staaten von Nordamerika besprochen, insbesondere der Ausbau der Wasserkräfte des Coloradoflusses. Von mehreren Seiten wurde die Notwendigkeit der Gewinnung von Wasserkraft anerkannt, einmal um die für die ganze Land- und Volkswirtschaft so wichtige Elektrizität zu erhalten, dann um mit den zu errichtenden Staumauern eine gute und stetige Bewässerung der Ländereien durchführen zu können, und weiterhin, um die oft katastrophalen Hochwasser einigermaßen in den Staubecken aufzuhalten. Bei dem günstigsten möglichen Ausbau des Coloradoflusses sowohl in kulturtechnischer als auch in wasserbaulicher Hinsicht können insgesamt 6 Millionen Morgen Land bewässert und 6 Millionen PS gewonnen werden. Das größte vorgesehene Projekt soll eine Leistung von 600 000 PS besitzen und die Bewässerung der Staaten Arizona und Californien durchführen. Wie sehr das Interesse an der so billigen Wasserkraft gestiegen ist, geht daraus hervor, daß in den letzten zwei Jahren Konzessionsgesuche für insgesamt 20 Millionen PS eingelaufen sind, wobei aber nur ca. 10 Millionen PS in den Vereinigten Staaten zur Verfügung stehen. Bis jetzt sind Konzessionen zum Ausbau von 4,5 Millionen PS erteilt worden. Bis zum Jahre 1930 hofft man eine jährliche Leistung von 10 Millionen Kilowattstunden erreicht zu haben. Neben diesen einzelnen Projekten wurden noch allgemeine Fragen behandelt und insbesondere hervorgehoben, daß man bestrebt sein müsse, möglichst große Anlagen zu erstellen, die sich baulich und betrieblich weit günstiger stellen als eine entsprechende Anzahl kleinerer Werke. Zur Übertragung sehr großer Energiemengen trägt man sich mit dem Gedanken, eine 1 000 000 V-Leitung zu erstellen; als Abmessungen werden genannt: Durchmesser der Leitungen 6 Zoll; Abstand der an Hängeisolatoren befestigten Stränge 10 m; Höhe der Gittermasten 66 m. Sobald die Versorgung großer Landstrecken mit Elektrizität durchgeführt ist und insbesondere die einzelnen Werke auf eine gemeinsame Leitung arbeiten, will man an die Elektrifizierung der größeren Eisenbahnlinien gehen.

Dr.-Ing. Finter, Karlsruhe.

## Die Abhängigkeit der Rauhigkeit vom Hydraulischen Radius und dem Wasserspiegelgefälle in der Formel von Ganguillet und Kutter.

Bericht aus „Engineering News Record" 1922, Heft 15 vom 12. Oktober 1922.

Die von Ganguillet und Kutter aufgestellte Formel für den Wasserabfluß in offenen Kanälen geht von der Voraussetzung aus, daß ein für ein Flußbett angenommener Wert der Rauhigkeit n bei veränderlichen Werten des hydraulischen Radius R und des Wasserspiegelgefälles J konstant ist. Die im Tennessee-Flusse bei Chattanooga durchgeführten Versuche haben gezeigt, daß sowohl mit veränderlichem hydraulischen Radius als auch mit veränderlichem Wasserspiegelgefälle der Wert der Rauhigkeit sich ändert; es liegen in der oben erwähnten Zeitschrift die Messungsergebnisse von 38 Versuchen vor, die in tabellarischer und graphischer Weise ausführlich behandelt und besprochen sind. Ähnliche Versuche sind in Indien im Irawaddy bei Saiktha durchgeführt worden, die entsprechende Ergebnisse gezeitigt haben wie die in Amerika am Tennessee-Fluß angestellten Beobachtungen. Auch hierfür finden sich nähere Zahlenwerte in der erwähnten Zeitschrift. Dr.-Ing. Finter, Karlsruhe.

## Erfahrungen beim Teerstraßenbau in England.

Aus „Engineering News Record" vom 5. X. 22.

In England ist die Oberflächenteerung mit Erfolg bei alten Straßen, die noch gut erhalten waren, verwandt worden, ebenso auch bei neuen Straßendecken nach beendeter Setzung und vollkommenem Austrocknen. Im Frühjahr wurden die alten Wege abgefegt, alle Unebenheiten wurden ausgebessert. Dann wurde der Teer maschinell oder durch Hand aufgebracht. In letzter Zeit wurde Handarbeit bevorzugt, teils wegen der Lage des Arbeitsmarkts, teils weil einige Straßenbauingenieure die Handarbeit für besser halten.

Vor dem Beginn der Arbeiten wird die alte Straße ganz oder zur Hälfte für den Verkehr gesperrt und gründlich gereinigt. Falls die Seiten abgefahren sind, werden sie verstärkt, und falls eine vollkommen neue Eindeckung nötig ist, wird dazu Steinschlag genommen, der sich zu den Arbeiten besser eignet als feines Material. Die verwendeten

Teere entsprechen den amtlichen Vorschriften. Sie sind unter dem Namen Teer Nr. 1 und Teer Nr. 2 bekannt. Die eben erwähnten Vorschriften sind vom Verkehrsministerium erlassen worden (Ministry of Transport, Roads Department).

Die Vorschriften für die beiden Teersorten sind in der oben genannten Nummer der Zeitschrift Engineering News Record ausführlich beschrieben und sollen hier nur auszugsweise Aufnahme finden.

Teer Nr. 1. Der Teer wird auf 110—115° C erwärmt, und zwar in einem Kocher, der die Abkühlung soweit verhindert, daß der Teer in vollkommen flüssigem Zustand auf die Straße gelangt. Sein spez. Gew. bei 15° C soll möglichst dicht bei 1,19 liegen und 1,16 bzw. 1,22 nach unten und oben nicht überschreiten. Der Gehalt an Wasser und Ammoniak ist in den Vorschriften begrenzt. Ferner sind Anweisungen darüber gegeben, wie sich der Teer während der Destillation bei den verschiedenen Temperaturstufen zu verhalten hat und in welchem Verhältnis schwere und mittlere Öle zueinander stehen sollen.

Teer Nr. 2 wird stärker erwärmt, und zwar auf etwa 135°. Zur Herstellung geteerten Macadams braucht der Teer nicht so stark erwärmt zu werden wie zur Oberflächenteerung. Der Grad der Erwärmung richtet sich dann nach der Temperatur des verwendeten Steinmaterials. U. a. unterscheidet sich der Teer Nr. 2 vom Teer Nr. 1 durch verschiedenes Verhalten bei der fraktionierten Destillation.

Zur Oberflächenteerung können beide Teere verwendet werden, doch muß bei der Verwendung des schwereren Teers die Straße gut durchgewärmt sein. Durchschnittlich ist der Teerverbrauch bei der ersten Teerung 1 l pro m². Bei stark beanspruchten Straßen wird noch eine zweite Schicht aufgebracht, entweder über die ganze Oberfläche oder nur über einen 6 m breiten Mittelstreifen. Hierzu wird nur etwa ³/₄ der oben genannten Teermenge verwandt. Von jedem verwendeten Teer werden einige Proben aufgehoben und auf den Etiketten Art und Verwendungsstelle vermerkt. Das „National Physical Laboratory" untersucht auf Grund einer Vereinbarung mit dem Roads Department Stichproben dieser Teere. Ferner werden genaue Tabellen darüber geführt, wie sich die Straßen vor und nach der Teerung zu den verschiedenen Jahreszeiten halten, was für Teere Verwendung finden, welche Flächen geteert werden und bei welchem Wetter, wieviel Zeit die Arbeit in Anspruch nahm und mit wieviel Leuten sie ausgeführt wurde, also mit allen Einzelheiten über das Material und die Arbeitskosten.

Vor der Oberflächenteerung werden bei alten Straßen etwa alle 150 m auf beiden Seiten abwechselnd Gräben vom Straßenrand bis zur Straßenmitte hergestellt. So ergibt sich ein klares Bild von der Stärke der alten Straßenkruste und dem Zustand der Grundschicht. Die Dicke der Deckschicht nach dem Walzen soll möglichst 7½ cm betragen, und falls eine stärkere Deckschicht aufgetragen wird, soll dies in 2 Lagen geschehen. Für einige Sonderfälle sind noch andere Stärken genannt. Als Quergefälle wird ein solches von 1 : 32 empfohlen. Vor feinem Material wird wiederholt gewarnt, und geeignete Materialzusammensetzungen für Körnungen von 1 bis 5 cm Ø werden angegeben. Wichtig ist noch, daß das Steinmaterial vor der Teerung vollkommen getrocknet wird, und hierzu wurden in England vielfach Heißluftgebläse verwandt.

## Neue Straßenbauforschung in Amerika.

Wie im Engineering News Record vom 5. X. 22 mitgeteilt wird, werden z. Z. nach Abschluß der Betonstraßenuntersuchung in Pittsburg, Cal., an derselben Stelle neue umfangreiche Forschungsarbeiten vorbereitet. Über die ersten Arbeiten, die in Gemeinschaft vom U. S. Bureau of Public Roads mit der California State Highway Commission durchgeführt wurden, habe ich an dieser Stelle bereits berichtet. Die umgearbeitete Probestraße soll jetzt von mehreren Tunnels in sämtlichen Richtungen unterfahren werden, die sodann alle möglichen Beobachtungen über das Verhalten der Straßendecke gestatten. Diesmal sollen 10 Einzelstrecken von je etwa 30 m Länge, die teils mit Beton, teils mit Betonplatten und teils mit bituminösen Decken versehen sind, geprüft werden. Ein genauer Plan für diese Forschungsarbeiten wurde in Washington im Oktober anläßlich einer Zusammenkunft der wissenschaftlichen Forscher auf dem Gebiet des Straßenbaus aufgestellt. Die leitenden Arbeiten liegen in der Hand von Herrn A. T. Goldbeck vom „Bureau of Public Roads".

Noch eine andere interessante Forschungsarbeit wird erwähnt. Das U. S. Bureau of Public Roads führt zusammen mit dem Connecticut State, Highway Department, im Anschluß an die hier bereits erwähnte Verkehrskontrolle des vergangenen Jahres eine umfangreiche Verkehrsstatistik ein. Die Arbeiten sollen ein volles Jahr dauern, um die Schwankungen des Verkehrs während der verschiedenen Jahreszeiten zu beobachten. Registriert wird die gesamte Verkehrsdichte, Art des Verkehrs, seine Schwankungen innerhalb verschiedener Zeitabschnitte, Maximallasten, Art der Güter, die auf den Straßen befördert werden, durchschnittliche Länge der Lastzüge und das Verhältnis des Straßentransports zu andern Transportwegen. Herr Dr. J. Gordon Mc Kay von der Universität in Wisconsin hat die Leitung übernommen. Ferner sind ähnliche Verkehrskontrollen in anderen Staaten geplant, u. zw. in einem reinen Argrarstaat und in einem anderen, dessen Landwirtschaft und Industrie gleich stark entwickelt sind.

## Die Aufstellung der Bogenbrücke in Oregon City.

Nach „Engineering News Record" 2. November 1922, S. 730.

Die Brücke (Abb. 1) kreuzt den Wilamettefluß in der Nähe von chemischen Fabriken, die große Mengen schwefliger Säure in die Luft gelangen lassen. Wegen der lebhaften Schiffahrt sollte der Fluß in einer Öffnung überbrückt werden und durfte kein Gerüst zum Bau verwandt werden. Mit Rücksicht auf all diese Umstände wurden Blechbogen mit vollständig geschlossenem Kastenquerschnitt gewählt, die außen ganz glatt waren und nach beendeter Aufstellung innen und außen mit Beton umhüllt werden, der mit Luftdruck aufgespritzt wird. Ebenso sind die Längs- und Querträger der Fahrbahn, die im übrigen aus Beton besteht, Hängesäulen und Stützen mit Beton umspritzt.

Die beiden Hauptträger haben 6,7 m Abstand. Sie wurden als Dreigelenkbogen aufgestellt, und nachdem der größte Teil des Eigengewichts aufgebracht war, wurden die Gelenke durch feste Vernietung von Laschen ausgeschaltet, so daß die Brücke für Verkehrslasten einen eingespannten Bogen bildet.

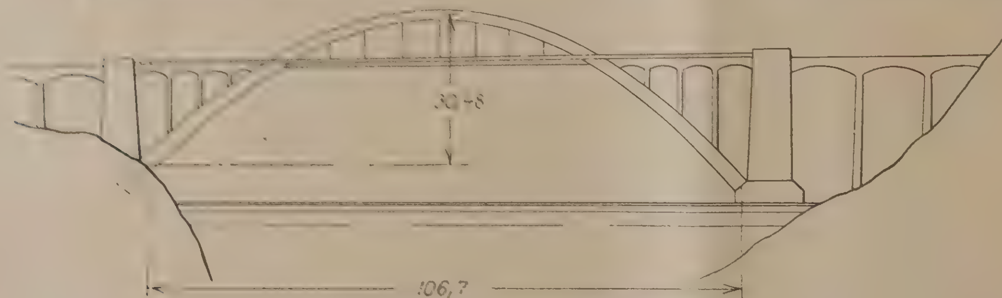



Abb. 1. Gesamtbild der Brücke über den Wilamette Fluß in Oregon City.

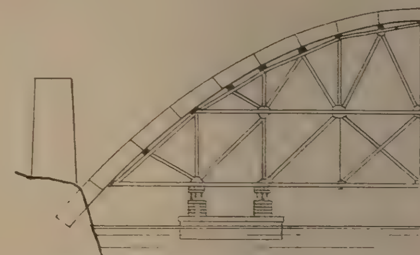


Abb. 2. Einschwimmen der ganzen Brücke (Vorschlag A).

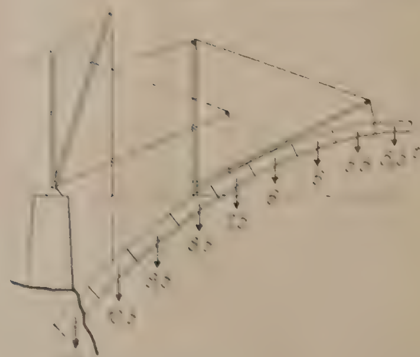


Abb. 3. Freivorbau (Vorschlag B).

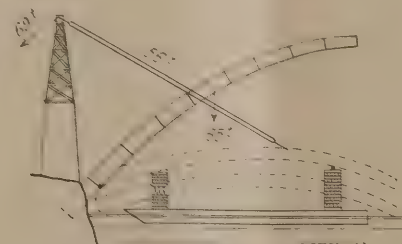


Abb. 4. Einschwimmen der Bogenhälften, Aufstellen vom Ufer aus (Vorschlag C).

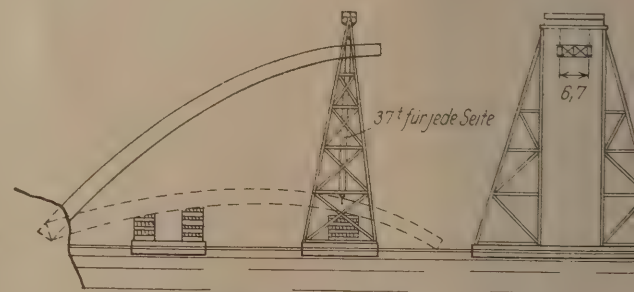



Abb. 5. Einschwimmen der Bogenhälften, Aufrichten von einem Prahm aus (Vorschlag D).

Der Fluß ist an der Baustelle 30 m tief. Für die Aufstellung waren folgende Verfahren vorgeschlagen:

A. Einschwimmen des ganzen Bogens auf einer Rüstung (Abb. 2). Dies hätte wegen der reißenden Strömung nur im Sommer geschehen können, was aber nicht in das allgemeine Bauprogramm paßte.

B. Freivorbau (Abb. 3). Nachdem das erste Bogenstück verlegt war, sollten die Pfeiler hochgeführt werden und mit einem auf diesen gestellten Mast mit Schwenkbaum die nächsten 4 Bogenstücke eingebaut werden. Die Längsträger aus 381 mm hohen Walzträgern sollten dabei als Verankerung verwendet werden. Dann sollte der Mast auf das vierte Bogenstück gestellt und der Rest eingebaut werden.

C. Einschwimmen der Bogenhälften (Abb. 4). Wieder sollten die Bogenanfänger versetzt werden, darauf die Pfeiler hochgeführt werden. Auf diesen sollte je ein Holzgerüst erbaut werden. Währenddessen werden die Bogenhälften zusammengebaut und auf einem Prahm eingeschwommen, mit Winden so weit gehoben, daß sie mit einem vorläufigen Gelenk an den ersten Bogenschuß angeschlossen werden konnten. Hieraus werden die Bogenhälften einzeln etwas über die endgültige Lage gehoben, so daß die erste die Mitte für den Durchgang der zweiten freigibt, und dann gleichzeitig gesenkt und das Scheitelgelenk eingesetzt.

D. Vorschlag D (Abb. 5) war ähnlich, doch sollte das Heben von einem großen Prahm aus geschehen, auf dem ein portalkranartiges Gerüst erbaut war.

Bei der Ausführung wurden die Kabel der alten Hängebrücke, die durch die Bogenbrücke ersetzt wurde, zur Aufstellung benutzt, entsprechend einem Vorschlag des Unternehmers Gerrick & Gerrick und des beratenden Ingenieurs A. Münster.

Es wurden zunächst die sechs untersten Schüsse der Bogenhälften mit einem Derrick-Kran versetzt, der auf einem Prahm aufgestellt war. Jedes Bogenstück wurde am oberen Ende durch ein Rückhaltekabel gehalten (Abb. 6). Die 6 mittleren Bogenschüsse wurden dagegen

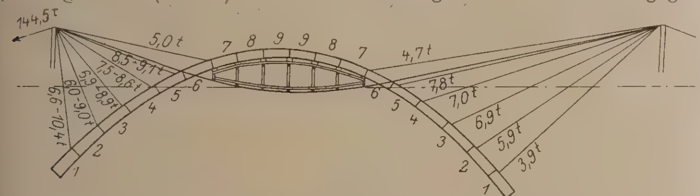



**Abb. 6.** Aufstellung mit Benutzung der Seile der alten Hängebrücke.

auf hölzerne Böcke verlegt, die auf den Haupttragekabeln der alten Hängebrücke aufgestellt waren, und zwar wurden die Teile erst sämtlich auf eine Arbeitsbühne auf den Hauptkabeln gelegt, so daß das Kabel die volle Belastung trug und nun die Unterklotzungen auf den Böcken gleich auf die richtige Höhe gebracht werden konnten.

Die alten Kabel hatten 110 k/gmm² Festigkeit bei 89,5 cm² Querschnitt, also 965 t Bruchlast. Ihre Belastung beim Bau erreichte aber nur 159 t, so daß fast sechsfache Sicherheit vorhanden war. Die Rückhaltkabel der einzelnen Bogenstücke hatten 25 mm Ø und 35 t Bruchfestigkeit, waren also bei den angegebenen Belastungen (vgl. die Skizze) reichlich. Trotzdem wurde am Ende des vierten Schusses noch ein 51 mm starkes Rückhaltseil von 127 t Bruchfestigkeit angeordnet. Die ganze Aufstellung verlief ganz glatt und programmmäßig ohne Unfall.

Die Gründung der Pfeiler geschah auf dem Basaltfelsen der Talsohle, einerseits auf dem trockenen Ufer, andererseits in 2,5 m tiefem Wasser innerhalb eines Fangedammes. Bohrungen bis zu 10,7 m Tiefe hatten gezeigt, daß die Basaltdecke mindestens bis zu dieser Tiefe reichte und unbedingt tragfähig war, da die größte Kantenpressung des Fundaments nur 5 kg/cm² erreicht, während die Bohrkerne Festigkeiten von 780 bis 1075 kg/cm² ergaben. M.

## Hölzerne Pfähle mit Betonumhüllung.

In der Zeitschrift „Engineering News Record", Bd. 89, Nr. 18 vom 2. November 1922 befindet sich ein Bericht über eine besondere Anwendung des Zement-Spritzverfahrens beim Neubau einer Anlage für den Hafen von Tacoma, wo hölzerne Pfähle zur Erhöhung ihrer Lebensdauer bei wechselndem Wasserstand und zum Schutz gegen den Bohrwurm mit einer aufgespritzten Betonschicht umgeben wurden.

Aus dem Bericht sei nachstehend folgendes mitgeteilt:

Während man für die Gründung der Ladestraße mit dem Krangleis kreosotgetränkte Holzpfähle von rd 20 m Länge verwendete, entschloß man sich für die Gründung des anliegenden Lagerschuppens, soweit er über die Böschung zu stehen kam, für betonumhüllte Holzpfähle, von denen man eine längere Lebensdauer erwartete und verlangte, da unter dem Gebäude eine Auswechslung schadhaft gewordener Pfähle auf möglichst lange Zeit hinausgeschoben werden sollte.

Es handelte sich um die Betonummantelung von rd 1450 Holzpfählen von 14—20 m Länge für eine Rammtiefe von rd 7,50 m. Die in Flößen angefahrenen Pfähle wurden von der Borke befreit und in horizontaler Lage mit Drahtgeflecht von 2" Maschenweite ummantelt, das in Rollen von 1,50 m Breite angeliefert und auf die erforderliche Länge abgeschnitten wurde. Der Abstand zwischen Geflecht und Holzpfahl von ¾" wurde durch besondere Abstandhalter festgelegt. Das dicke Ende der Pfähle, das auch beim Rammen nach unten kam, wurde auf rd 4,50 m nicht ummantelt, da in dieser Tiefe eine Schädigung durch Bohrwürmer nicht mehr zu erwarten stand; an der Übergangsstelle zur Ummantelung wurden die Pfähle 5 cm tief eingesägt und auf eine Länge von 60 cm gegen den Schnitt zu zugespitzt, so daß kein Grat entstand und durch die Einschnürung ein Festhalten der Betonhülle am Pfahl gewährleistet wurde; außerdem kamen auf dieser Strecke einige Umschnürungseisen zur Anwendung. Nach Befestigung der Drahtummantelung wurden die Pfähle zur Betonierung in senkrechter Stellung an einem Gerüst befestigt, das rd 500 Pfähle aufnehmen konnte; die Pfähle waren unten um eingesetzte Dorne drehbar abgestützt und oben leicht angebunden. Das Aufspritzen der Betonschicht wurde jeweils für 10—12 Pfähle gleichzeitig vorgenommen, wobei für einen Apparat 5 Arbeiter benötigt wurden, die in 8 Stunden rd 100 lfd. m leisteten. Am oberen Ende der Pfähle wurde die Betonschicht auf 1,5 m Länge zunächst weggelassen und erst nach Verzimmerung der Pfähle am Ort aufgebracht. Die Stärke der Betonhülle betrug 1½—2"; mit der sofortigen Aufbringung der Schicht in voller Stärke wurden sehr schlechte Erfahrungen gemacht: der Beton erhielt ausgedehnte starke Risse, die auf das Quellen des Holzes infolge Feuchtigkeitsaufnahme aus dem nassen Spritzbeton zurückgeführt wurden; die auf diese Weise hergestellten Pfähle konnten nur nach einer weiteren Bekleidung mit einem Teeranstrich verwendet werden. Das Aufbringen in 2 Schichten, wobei man der unteren Schicht 2 Tage Zeit zum Abbinden gab, zeigte ein befriedigendes Ergebnis; es ergaben sich dabei nur noch wenige Haarrisse in der äußeren Schicht; Nachprüfungen zeigten, daß an keiner Stelle die Risse durch die ganze Stärke des Betonmantels hindurchgingen. Die Pfähle wurden mittels einer Berieselungsanlage 10 Tage lang feucht gehalten und nach 20 Tagen unter Zuhilfenahme von Flößen halb schwimmend zur Verwendungsstelle gebracht.

Erfahrungen über die Bewährung der Pfähle hinsichtlich der Lebensdauer liegen noch nicht vor; über das Verhalten der Pfähle beim Einrammen spricht sich der Bericht günstig aus. Die Kosten der betonumhüllten Pfähle stellten sich etwa doppelt so hoch wie die der kreosotgetränkten und etwa halb so hoch wie die von Eisenbetonpfählen. Dipl.-Ing. W. Lydtin, Karlsruhe.

## Vom Londoner Hafen.

Die Hafenbehörde von London hat kürzlich den Bericht über den Verkehr im Jahre 1921 veröffentlicht. Danach hat 1921 gegenüber dem Vorjahre eine Zunahme des Verkehrs von über 1 000 000 t gebracht, Ankunft und Abfahrt zusammengerechnet. Die Gesamtsumme betrug 25 730 336 t, worin eine Zunahme gegen 1920 von 5% enthalten ist. Der Handel nach dem Auslande wuchs um 12,4%, der nach eigenen Seeplätzen nahm dagegen um 12,3% ab. Von 1920 bis 1921 fiel der Handel des Vereinigten Königreichs, ausgedrückt in Goldwert, von 3,5 Milliarden Pfund auf weniger als 2 Milliarden. Zugleich ging die Vormachtstellung, die 1920 Liverpool vorübergehend innegehabt hatte, 1921 wieder an London über, was sich in den Handelszahlen mit 607 Millionen Pfund für London und 528 Millionen für Liverpool ausdrückt. 1921 hatten beide Häfen über 1000 Mill. gestanden. Der Betrieb des Hafens brachte einen Überschuß von 2,1 Mill. Pfund. Als Erweiterungsbauten sind das Dock König Georg V. und ein Hafenbecken in Tilbury erwähnenswert, neben einer großen Zahl anderer, kleinerer Verbesserungen der Anlagen. Im Laufe des Jahres 1921 wurden 1,6 Millionen m³ Baggergut aus der Themse und 0,9 Mill. m³ Schlamm aus den Docks beseitigt. Durch die Schiffsbergeeinrichtungen wurden 26 Schiffe mit zusammen 2200 t Fassungsraum gehoben. (Engineering vom 22. 9. 22.) Gl.

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands.

Die Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands läßt, wie uns mitgeteilt wird, wegen der politischen Verhältnisse ihre diesjährige für Februar vorgesehene Tagung ausfallen. Ihre Arbeiten werden jedoch von der Geschäftsstelle unverändert fortgeführt. Der Tagungsbericht 1922 ist inzwischen erschienen und gegen 100.— Mark zuzüglich Porto von Herrn Stadtbaudirektor Platz, Mannheim, für Nichtmitglieder zu beziehen. Mitglieder erhalten ihn kostenfrei. Aus dem reichen Inhalt heben wir hervor:

Einsturz einer Luftschiffhalle von Doktor Sonntag,
Handhabung der Baupolizei auf dem platten Lande von Kreisbaumeister Walbersdorf,
Befreiung und Dispense von der Bauordnung von Stadtbaurat Labes,
Baunormung von Regierungsbaurat Marcuse,
Wirtschaftlicher Wohnungsbau von Stadtbaudirektor Platz.

Die Geschäftsstelle der Vereinigung wird demnächst nach Hamburg 11, Admiralitätsstraße Nr. 56 (Oberbaurat Thode), verlegt. Diese sowie die bisherige Geschäftsstelle in Dortmund, Rosenthal 20, sind bereit, jede Auskunft zu erteilen.

**Deutscher Beton-Verein (E. V.).**

Obercassel (Siegkreis), den 22. Januar 1923.

Rundschreiben
an die Mitglieder des Deutschen Beton-Vereins!

Betr. 26. Hauptversammlung.

Wir hatten die Absicht, in den Tagen vom 28. Februar bis zum 3. März die 26. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin abzuhalten und damit die Feier des 25jährigen Bestehens des Vereins zu verbinden. Mit Rücksicht auf den Ernst der Zeit, der es verbietet, festliche Veranstaltungen zu begehen, und mit Rücksicht darauf, daß auch die Durchführbarkeit der rein geschäftlichen und wissenschaftlichen Veranstaltungen sehr in Frage gestellt ist, haben wir uns entschlossen, die 26. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins bis auf weiteres zu verschieben.

Deutscher Beton-Verein (E. V.)
I. V. Dr.-Ing. Petry, Direktor.

**AGO.**

Erhöhung ab 1. Februar 1923.

Stundensatz von 2000,— M. auf 3000,— M.

Für die Reiseaufwandsentschädigungen lassen sich bei den außerordentlich verschiedenen Preisen in Mittel- und Großstädten und da namentlich für Übernachten die Preise in Großstädten sehr verschieden sind, einheitliche Mindestsätze nicht mehr regelmäßig festsetzen. Die bisherigen Sätze von 3500,— M für den Tag ohne, 6000,— M. für den Tag mit Übernachten gelten daher ab 1. II. 23 als Mindestsätze nur noch für Städte bis zu 100 000 Einwohnern.

Für größere Städte sind diese Sätze gemäß Vereinbarung zu erhöhen oder es ist Erstattung der nachgewiesenen tatsächlichen Auslagen zu fordern.

---

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. Nov. 1922.

Kl. 19a, Gr. 23. A 36 740. Aktiebolaget Malcus Holmquist, Helmstad, Schweden; Vertr.: A. Rohrbach, Pat.-Anw., Erfurt. Hängegleis aus zwei T-Eisen mit Zwischenraum, deren abstehende Schenkel als Laufbahn dienen. 7. XII. 21. Schweden 7. XII. 20.

Kl. 20i, Gr. 11. S 59 611. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schutzeinrichtung gegen Fremdströme bei Wechselstromsignalantrieben. 29. IV. 22.

Kl. 35b, Gr. 1. K 81 365. Walter Küpper, Duisburg, Köhnenstr. 24. Vorrichtung zum Befahren von Kurven in Kranbahnen. 25. II. 22.

Kl. 37b, Gr. 5. W 60 710. Arnold Wothe, Markt-Oberdorf, Allg. Schraubenunterlagplatte für Holzverbindungen. 13. III. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. Nov. 1922.

Kl. 19 a, Gr. 28. Sch 61 560. Fa. Ferrodes Herbeuse Scheuchzer Soc. Anonyme, Renens, Schweiz; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Jätmaschine für Eisenbahnbettungskörper; Zus. z. Pat. 330 260. 2. V. 21.

Kl. 20 i, Gr. 33. H 91 005. Arthur Haenike, Berlin-Tempelhof, Ordensmeisterstr. 56a. Vorrichtung zur selbsttätigen Bremsung von Eisenbahnzügen. 1. IX. 22.

Kl. 20 i, Gr. 24. R 56 965. Alfred Louis Ruthven, Rochester, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Zugsicherungssystem. 12. X. 22.

Kl. 81 e, Gr. 22. A 32 480. Heinrich Aumund, Zehlendorf, Wannseebahn, Elsestr. 8. Verfahren zum Kippen von Eisenbahnwagen. 30. X. 19.

Kl. 81 e, Gr. 32. H 86 473. Jacob Henke u. Mathias Spliethoff, Rositz, S.-A. Vorrichtung zum Ablagern von Abraumgut. 1. VIII. 21.

Kl. 84 c, Gr. 1. G 54 255. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2. Gefäßbohrer f. Gründungsarbeiten und ähnliche Zwecke. 23. I. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. Nov. 1922.

Kl. 19 a, Gr. 10. Sch 64 272. Hugo Schwartzkopff, Berlin-Friedenau, Odenwaldstr. 9. Schienenbefestigung auf Holzschwellen mittels Schwellenschrauben. 1. III. 22.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 59 354. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Aus einem wagerechten Arm und einer Stützstrebe bestehender Ausleger für die Aufhängung von Kettenlinien-Fahrleitungen elektrischer Bahnen. 3. IV. 22.

Kl. 20 k, Gr. 14. S 56 372. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Neben dem Gleis verlegte Stromschiene (dritte Schiene) für elektrische Bahnen. 9. V. 21.

Kl. 37 b, Gr. 3. Z 10 179. Dornier-Metallbauten G. m. b. H. und Dipl.-Ing. Claudius Dornier, Friedrichshafen a. B. Metallener Hohlträger; Zus. z. Anm. Z 10 041. 22. X. 17.

Kl. 37 b, Gr. 5. T 25 349. Paul Tengler, Berlin-Pankow, Schulzestraße 17. Anschluß metallener Zugglieder oder Knotenbleche an hölzerne Bauteile. 19. V. 21.

Kl. 37 f, Gr. 7. Z 11 968. Franz Zürn, Gelsenkirchen, Kesselkolonie V, 2. Traggerüst für Hochöfen. 13. XII. 20.

Kl. 80 b, Gr. 4. B 104 105. Gustav de Bruyn, Köln-Ehrenfeld, Overbeckstr. 51. Verfahren zur Herstellung von aus Asche, Kalk und Zement bestehenden Kunststeinen. 23. III. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 75 935. Victor Mann, Kassel, Wilhelmshöher Allee Nr. 40. Abnehmbares Rollschütz. 1. XII. 21.

Kl. 84 c, Gr. 1. G 50 268. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2. Erdbohrer für Gründungsarbeiten und ähnliche Zwecke nach Patent 339 299. 16. XII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. Dez. 1922.

Kl. 19 a, Gr. 29. M 77 175. Maschinenfabrik für Eisenbahn- und Bergbaubedarf G. m. b. H., Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Vorrichtung zum Aufzeichnen der senkrechten Bewegungen der Schienen und Schienenstöße. 25. III. 22.

Kl. 19 d, Gr. 5. B 105 893. E. Bergert, Oberhausen, Rhld. Klappbrücke. 31. VII. 22.

Kl. 84 b, Gr. 1. B 103 809. Arthur Brandes, Köln-Klettenberg, Luxemburger Str. 429 und Hermann Korte, Köln-Nippes, Waterlo str. 10. Schwimmkörper für eine zweistufige Kammerschleuse. 2. III. 22.

Kl. 84 b, Gr. 1. D 42 133. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Schiffshebewerk mit durch Gegengewichte ausgewuchtetem Trog. 24. VII. 22.

Kl. 84 d, Gr. 4. G 56 783. Gewerkschaft Hausbach II und Wilhelm Fell, Wiesbaden, Taunusstr. 3. Am Bagger angebrachte Spülversatz-Spritzvorrichtung. 12. VI. 22.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. Nov. 1922.

Kl. 5 c, Gr. 4. 368 016. F. W. Moll Söhne, Witten, Ruhr. Stollenausbau. 3. VII. 21. M 74 337.

Kl. 19 a, Gr. 2. 368 020. Hans Wendel, Schweinfurt. Bandförmige Klammer als Sicherung gegen das Reißen der Holzschwellen. 12. VII. 21. W 58 798.

Kl. 19 a, Gr. 24. 367 900. Kohlus & Co., G. m. b. H., Plettenberg i. W. Schienenbefestigung für Kleinbahnen mittels Klemmhaken. 23. XII. 20. Sch 60 283.

Kl. 19 a, Gr. 28. 367 832. Wilhelm Schilack, Bitterfeld, Innere Bismarckstr. 34. Gleisrückmaschine mit einem die beiden Schienen des befahrenen Gleises und eine Schiene des Nebengleises erfassenden Zwangrollengestell. 7. X. 20. Sch 59 536.

Kl. 20 i, Gr. 1. 367 902. Société d'Electricité Mors, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Patent-Anw., Berlin SW 61. Sperreinrichtung, insbesondere für Vorrichtungen zum Einstellen von Weichen und Signalen von Eisenbahnen. 29. IX. 20. S 54 341. Frankreich 29. IX. 19.

Kl. 20 i, Gr. 9. 367 757. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Kletterweiche, insbesondere für Hängebahnen. 18. XI. 21. P 43 182.

Kl. 20 i, Gr. 15. 368 023. Paul Koschate jun., Breslau, Piastenstr. 23. Weichenstellvorrichtung für Straßenbahnwagen. 26. II. 22. K 80 979.

Kl. 20 i, Gr. 17. 367 903. Dr.-Ing. Eugen Roch, Hamburg, Eppendorfer Landstr. 86. Kontaktvorrichtung für ein elektromagnetisches Weichenstellwerk; Zus. z. Pat. 365 596. 23. IV. 22. R 55 715.

Kl. 20 i, Gr. 28. 367 775. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Sicherheitsschaltung für Blocklinien. 3. I. 22. S 58 512. Österreich 7. I. 21.

Kl. 20 i, Gr. 33. 367 904. Eloi Rodolausse, Saint-Antonin, Frankr. Vertr.: Dipl.-Ing. Caminer, Pat.-Anw., Berlin SW 62. Apparat zum Kontrollieren der Stillstände und des Langsamfahrens der Eisenbahnzüge; Zus. z. Pat. 343 329. 27. V. 22. R 55 986. Frankreich 28. V. 21.

Kl. 20 i, Gr. 35. 367 905. Leopold Berger, Dunajskastreda, Tschecho-Slowakei; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler u. Maemeke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Halbautomatische Blocksignaleinrichtung bei Eisenbahnstationen. 18. I. 22. B 103 183.

Kl. 20 i, Gr. 35. 367 906. James Bernard Regan, New York, V. St. A., Vertr.: Dr. Pogge, W. J. F. Koch, Dipl.-Ing. Reseck, Pat.-Anwälte, Hamburg 1. Selbsttätiges Induktions-Zugkontrollsystem. 16. V. 22. R 55 912.

Kl. 20 i, Gr. 38. 367 907. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Company, Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Elektrische Signaleinrichtung für Eisenbahnen u. dgl. 18. VI. 22. W 61 459.

Kl. 37 b, Gr. 5. 367 977. Deutsche Hallenbau-Gesellschaft m. b. H., Düsseldorf. Holzverbindung. 28. IV. 21. D 39 548.

Kl. 80 b, Gr. 3. 367 759. Rekord-Zement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M. Verfahren zur Herstellung von wasserdicht erhärtendem Zementmörtel und anderem Baumaterial; Zus. z. Patent 293 715. 13. I. 18. G 46 103.

Kl. 84 a, Gr. 2. 367890. Peter Reginald Valentin Lyman, Svendborg, Dänemark; Vertr.: Dipl.-Ing. L. Werner u. Dipl.-Ing. E. Wurm, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Höft. 18. XII. 21. L 54 550.

Kl. 84 a, Gr. 6. 367 891. Dr. Hans Bolza, Würzburg. Vorrichtung zum Fernhalten des Geschiebes vom Werkkanaleinläufen. 30. V. 20. B 94 270.

Kl. 84 b, Gr. 1. 367 828. Albert Schneiders, Aachen, Liebfrauenstr. 2a. Gewichtsausgleich für Schwimmer mit übereinanderliegenden Sparbecken für Schiffsschleusen. 2. X. 17. Sch 51 999.

Kl. 85 c, Gr. 6. 367 892. Gerhardt Straßburger, Erfurt, Andreasflur 7. Abwässerkläranlage mit um den Faulraum angeordneten Klärräumen. 6. IX. 21. St. 34 954.

Kl. 85 c, Gr. 6. 367 940. F. Westen, Penzlin, Mecklbg. Unter Licht- und Luftabschluß stehende Abwasser- und Kläranlage mit durch Gärung erfolgender Vernichtung der Schlammteile. 1. III. 22. W 60 612.

Kl. 85 c, Gr. 6. 368 008. Adolf Günther, Auerbach i. V. Kläreinrichtung für Abwässer. 1. XII. 20. G 52 473.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. Dezember 1922.

Kl. 5 b, Gr. 12. 368 211. Maschinenfabrik Buckau Act.-Ges., Magdeburg-Buckau. Vorrichtung zum Abbau der Braunkohle im Tagebau. 26. XI. 20. M 71 570.

Kl. 5 b, Gr. 12. 368 459. Clemens Abels, Berlin, Klopstockstr. 51. Anlage zur Abräumung von Braunkohle unter mächtigem Deckgebirge. 7. IX. 21. A 36 218.

Kl. 19 d, Gr. 6. 368 093. Otto Arndt, Gumbinnen, Ostpr., Königstraße 12. Verfahren zur Herstellung zerlegbarer, mehrgeschossiger Brücken aus mehrteiligen Schalungsgerüsten; Zus. z. Pat. 263 484. 18. VII. 16. A 28 330.

Kl. 20 g, Gr. 1. 368 346. Dr. Karl Mayer, Wien; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler u. Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Drehscheibe mit unterteilten Hauptträgern. 17. VII. 18. M 63583. Österreich 1. VII. 16 f. Anspr. 1, 5, 10, 11, 17. I. f. Anspr. 2, 4, 4. X. f. Anspr. 3. 8, 26. V. f. Anspr. 7, 9 u. 24. IV. 17 f. Anspr. 6.

Kl. 20 g, Gr. 9. 368 286. Otto Keucher & Co., Leipzig. Elektrische Signalbeleuchtung für Wasserkrane; Zus. z. Pat. 348 606. 2. V. 22. K 81 814.

Kl. 20 i, Gr. 20. 368 225. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges. vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte. Vorrichtung für ferngestellte, insbesondere elektrisch angetriebene Schranken. 14. XII. 21. D 40 910.

Kl. 20 i, Gr. 33. 368 418. Heinrich Theodor Hazelhoff, Hansweert, Holland; Vertr.: Albert Hermann, Rechtsanwalt, Leipzig, Windmühlenstr. 1. Vorrichtung zur Verhütung des Überfahrens von Haltesignalen. 23. III. 22. H 89 246.

Kl. 37 b, Gr. 3. 368 403. Robert Schüle, Plochingen a. N. Betonbaukörper mit Zugbewehrung aus Rohrstengeln. 24. X. 20. Sch 59 668.

Kl. 37 b, Gr. 4. 368 117. Erwin Kretzner, Danzig; Vertr.: Dr. Warschauer, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zur Festlegung und Verbindung der Rohrstränge zur seitlichen Begrenzung der Rippen bei einer Eisenbeton-Plattenbalkendecke. 29. X. 13. K 56 591.

Kl. 37 b, Gr. 5. 368 118. Dipl.-Ing. Paul Seydel, Gera, Wiesestr. 28. Knotenpunktausbildung hölzerner Fachwerkkonstruktionen. 21. XI. 19. S 51 557.

Kl. 80 b, Gr. 1. 368 266. Dr. Richard Grün, Düsseldorf, Roßstr. 107. Verfahren zur Herstellung von salzwasserbeständigen Betonbauten aus Portland-, Eisenportland- oder Puzzolanzementbeton. 23. VI. 21. G 54 153.

Kl. 80 b, Gr. 21. 368 277. Dr.-Ing. Adolf Kleinlogel, Darmstadt, Wilhelm-Jäger-Str. 1. Kunstmasse für Bauelemente, Überzüge, Beläge usw. und Verfahren zu ihrer Herstellung. 19. X. 21. K 79 513.

Kl. 84 a, Gr. 3. 368 141. Johannes Heyn, Stettin, Grabower Str. 6 b. Wasserkraftstrahltöter. 6. I. 21. H 83 767.

Kl. 84 a, Gr. 6. 368 142. Léon Jonneret & Fils Ainé, Genf, Schweiz; Vertr.: B. Bomborn, Patent-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Reinigen der Rechen von Wasserkraftanlagen. 16. VIII. 21. J 21 859. Schweiz 26. I. 21.

Kl. 84 a, Gr. 6. 368 456. Ernest Alphonse Laurenk Guiu, Prats-de-Mollo, Frankr.; Vertr.: M. Mossig, Pat.-Anw., Berlin SW 29. Drehbare Trommel zum Ausscheiden von Blättern und sonstigen Schwimmseln. 11. IX. 12. G 37 475. Frankreich 17. II. 12.

Kl. 84 c, Gr. 2. 368 271. Heinrich Bindschädler, Zürich; Vertr.: A. Pieper, Pat.-Anw., Essen, Ruhr. Stampfer zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. 20. XII. 17. B 85 214.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Fabrikbau nach neuzeitlichen Grundsätzen. Von Dr.-Ing. Robert Hauer, Zivilingenieur in Charlottenburg. Leipzig 1922. Uhlands Techn. Bibliothek. Preis 716 M. (Anfang November.)

Besprochen wird zunächst die allgemeine Anlage einer Fabrik, namentlich nach der Seite wirtschaftlicher Betriebsführung, daneben nach der sozialen und ästhetischen Seite. Bei Behandlung des zweckmäßigen Baustoffes für die Fabrik wird die bekannte allgemeine Abwägung zwischen Eisenbau und Verbundbau gegeben, daneben der neuzeitlichen Bedeutung des Holzbaues gedacht. Die Teile über die konstruktive Ausgestaltung der Fabrikbauten, namentlich ihrer Systeme und des Zusammenhanges zwischen System und Betrieb, namentlich die Beeinflussung des Gesamtbaues durch die Werkstattkrane usw., noch mehr die Abschnitte über konstruktive Einzelheiten sind ziemlich knapp und oberflächlich gehalten; von der Fabrikarchitektur sind einige Beispiele gegeben, die man wohl noch besser hätte wählen können. Hier liefert die Zeitschrift „Industriebau" besonders wertvolle Vorbilder. Statische Erörterungen fehlen vollkommen, dürften auch nicht im Sinne der Gesamtbearbeitung, die nur allgemein über die Fabrikbauten sich ausläßt, liegen. Für den Bauingenieur hat die Bearbeitung wenig Wert; er wird aus ihr kaum etwas entnehmen können, das ihm nicht schon bekannt oder für ihn selbstverständlich ist. M. F.

Die Portlandzementfabrikation. Vierte Auflage. Carl Naske. Theodor Thomas, Verlag f. Wissensch., Kunst und Volksbildung. Leipzig 1922.

Im Jahre 1914 ist die dritte Auflage des bekannten nun in vierter Auflage vorliegenden Werkes erschienen. In der Zwischenzeit hat die Zementindustrie nicht gerastet und gerade die großen Aufgaben, vor die sie in der Kriegs- und Nachkriegszeit gestellt war, und die zu sowohl wirtschaftlich wie technisch bedeutsamen Lösungen führten, bilden den bedeutsamen Ausbau des Werkes, wie es jetzt vorliegt. Zudem sind alle Abschnitte zeitgemäß ergänzt und im besonderen der Teil über „ausgeführte Anlagen von Zementfabriken" durch Aufnahme neuester auf der Höhe stehender Werke bereichert. So wird denn die neue Auflage den ausgezeichneten Ruf sichern, den das Werk schon von früher her in den Kreisen der Ingenieure und Zementtechniker besitzt. M. F.

Versuche über den Einfluß von Traßmehl und andern Steinmehlen im Zementmörtel und Beton von Otto Graf. Heft 261 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. Verlag des Vereins deutscher Ingenieure, Berlin 1922. — Zu beziehen durch die Verlagsbuchhandlung Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24. Preis G. Z. 0,75 × Schlüsselpreis zuzügl. Versandgebühren. Für Mitglieder des VDI 20 vH Ermäßigung.

Hier wird über Traßzusatz zum Zementmörtel (aus Portlandzement) berichtet; durch ihn wurde die Festigkeit und das Raumgewicht bei fettem Mörtel 1 : 3 nicht erhöht. Nach Überschreitung des Traßzusatzes von 0,3 Gew. T. trat sogar eine deutliche Abnahme der Festigkeit und des Raumgewichtes ein. Ganz ähnlich wie Traß wirkte Kalksteinmehl und Anhydritmehl (allerdings feiner gemahlen als das Traßmehl) auf die Festigkeit des 42 Tage alten Zementmörtels ein, auch der sogenannte „bayerische Traß" — ein vom rheinischen Traß durchaus verschiedenes Naturerzeugnis, hat die Druckfestigkeit gesteigert. Bei trockener (!) Lagerung des Betons erwies sich das Kalksteinmehl dem Traß sogar überlegen. Nur bei lange feucht gehaltenem Beton ist ein Traßmehlzusatz zum Zementbeton am Platze. Auch lassen die Versuche erkennen, daß unter gewissen Verhältnissen (bei teurem Transport des Trasses usw.) die Verwendung von Kalksteinmehl zur Dichtmachung des Betons an Stelle von Traß in Überlegung gezogen werden kann. M. F.

Versuche mit Eisenbetonbalken. Von C. Bach und O. Graf. Heft 254 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. Verlag des Vereins deutscher Ingenieure, Berlin 1922. Zu beziehen durch die Verlagsbuchhandlung Julius Springer Berlin W 9, Linkstr. 23/24. Preis G. Z. 2,— M. × Schlüsselpreis zuzügl. Versandgebühren. Für Mitglieder des VDI 20 vH Ermäßigung.

Die Versuche sind ein Teil umfassender Versuche mit Plattenbalken aus Eisenbeton, durch welche die Mitwirkung der Platte an der Kraftübertragung festgestellt worden ist. Die Verfolgung der Risse an den geprüften Balken gibt ein besonders anschauliches Bild der Art und Richtung der Anstrengungen im Balken mit breiter Druckplatte. Die im Beton aufgetretenen Risse sind durch Bild und Zeichnung dargestellt und geben dem Leser die Möglichkeit, die

Vorgänge beim Versuch im einzelnen zu verfolgen. Durch zahlreiche Messungen wurden die Formänderungen ermittelt; sie sind sämtlich im Bericht niedergelegt, einzelne Beispiele werden in zeichnerischen Darstellungen genau verfolgt.

Die Hauptprobekörper sind Zwillings-Plattenbalken, d. h. ein Balken mit Platte und 2 Rippen. Die Last wirkte auf die Rippen an 8 Stellen gleichmäßig verteilt. Zum Vergleich mit früheren Versuchen wurden auch Plattenbalken mit nur einer Rippe — also normaler Bauart — unter 2 Lasten geprüft. Über die Einzelheiten der Zwillingsbalken, namentlich ihre Bewehrung, muß auf die Quelle verwiesen werden; ihre Plattenbreite betrug 2,40 m, die Rippenentfernung 1,20 m; die Rippen hatten Abmessungen 300/200 cm. Die mit geradlinigen Vouten an die Rippen angesetzte Platte hatte 6,0 cm Stärke. Der Beton 1 : 3 : 4 hatte geringe Druckfestigkeit (rd 50 bis 100 kg/cm² nach 5—6 Wochen), damit die Zerstörung des Balkens nicht in der Zugzone, sondern in der Druckzone eintrat. Die ersten Risse traten in der unteren Fläche der Rippe nahe der Mitte der Balkenlänge auf, waren also einfache Biegezugrisse. Mit steigender Last vermehrten sich die Risse an der Rippenunterfläche und setzten sich in den Seitenflächen der Rippen fort. Weiterhin traten in den äußersten Teilen schiefe (Schub-)Risse ein, die sich allmählich in die Platte fortsetzten. An der oberen Fläche der Platte erschienen die ersten Risse oft unter einem Vielfachen (5) der ersten Rißlast, und zwar über den Auflagern, um von hier aus mit weiter steigender Last allmählich gegen die Balkenmitte sich vorzuschieben, und zwar über dem Anschluß der Voute an die Platte. Auch wurde beobachtet, daß diese Risse zwischen den Rippen weniger zahlreich auftraten und sich langsamer ausdehnten als die Risse in den freien Plattenteilen, d. h. außerhalb der Rippen. Der Bruch trat ein durch Zerdrücken der Platte zwischen den Rippen; die freien Plattenteile wurden nicht zerstört. Im ganzen deutet der Verlauf der Risse an, daß der Zusammenhang der freien Plattenteile und der Rippen mit steigender Last weniger erhalten blieb als bei der Platte zwischen den Rippen; infolgedessen hat die Platte hier höhere Anstrengungen erfahren und veranlaßte alsdann den Bruch. Die Zusammendrückungen der Balken wurden an den Rändern über den Rippen und in der Mitte zwischen letzteren, also an 5 ziemlich gleichmäßig über die Plattenbreite verteilten Punkten gemessen. Es zeigte sich, daß zwischen den Rippen diese mit der Platte sehr gleichmäßig zusammenarbeiteten, daß aber die Anteilnahme der ausladenden Plattenteile erheblich geringer war; in der Mitte war die Formänderung fast konstant, an den Rändern geringer. Die Durchbiegungen im senkrechten Sinne vollzogen sich so, daß die Rippen sich, wie zu erwarten, am wenigsten senkten, die Plattenränder am stärksten. M. F.

Professor Dr. E. Lederer. Die sozialen Organisationen. Berlin-Leipzig, B. G. Teubner. 2. Aufl. 1922.

Dieses Bändchen der bekannten Sammlung „Aus Natur und Geisteswelt" ist eine völlige Umarbeitung des 1913 unternommenen Versuches einer systematischen Behandlung der deutschen wirtschaftlichen Organisationen, die soziale Klassenorganisationen sind. Lederer wollte schon damals die Verbreitung des Organisationsprinzips aus dem allgemeinen Charakter der Wirtschaft in der Zeit des Kapitalismus begründen. Jetzt wird eindeutig erklärt, daß unter Ideologie das Gedankensystem verstanden wird, welches die Klassen und ihre Organisationen zur Begründung ihrer Interessen nach außen und innen aufgebaut haben. Die Zielpunkte, welche in dieser Ideologie verfochten werden, sind nicht um ihrer selbst willen angestrebt „und alle Begründungen sind nur die Verbrämung für die von den Verbänden vertretenen Interessen". Auch wer dies ablehnt und wie der Referent im Materialismus eine pseudowissenschaftliche Oberflächlichkeit sieht, wird aus der konzentrierten Darstellung viel lernen. Sie beschränkt sich auf die reinen Klassenorganisationen als diejenigen Verbände, welche wirtschaftliche Interessen ihrer Sonderschicht auf der öffentlichen Tribüne verfechten. Die privatwirtschaftlich wirkenden Organisationen will der Heidelberger Professor und bekannte Herausgeber des Archivs für Sozialwissenschaft und Sozialpolitik in einem besonderen Bande behandeln. Nicht nur die Rückwirkung der gesamten Lage auf die sozialen Organisationen wird berücksichtigt, sondern auch umgekehrt wird die Bedeutung, zu welcher die Gewerkschaften usw. in der Öffentlichkeit gelangt sind, beachtet. So hat Lederer bei aller Kürze mit Recht dem Gesichtspunkt Rechnung getragen, daß seit Kriegsbeginn die ganze Bevölkerung sich in einem noch keineswegs abgeschlossenen Umschichtungsprozeß befindet, in dem die politischen Probleme überwiegend zu wirtschaftlichen werden. Mit Recht sagt er: Auch wer dies bedauert, muß zunächst mit der Tatsache rechnen, daß die organisierten Wirtschaftskräfte zu entscheidenden politischen Mächten sich auswachsen — wobei allerdings die Gefahren, die diese Entwicklung auch in kultureller Hinsicht mit sich bringt, auch Gegentendenzen entstehen lassen, von deren Bedeutung oder — Ohnmacht viel abhängen wird. G.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Berlin NW 7, Sommerstr. 4 a.

### Außerordentliche Mitgliederversammlung 1923.

Wir sehen uns genötigt, unsere Mitglieder zu einer außerordentlichen Mitgliederversammlung zusammenzurufen, bei der über die Zukunft unserer Gesellschaft wichtige Beschlüsse gefaßt werden sollen.

Die Versammlung findet statt:

Am 28. Februar 1923, nachmittags 4 Uhr
im großen Saale des Vereins Deutscher Ingenieure,
Berlin NW 7, Sommerstr. 4a.

Tagesordnung:

1. Eröffnung durch den I. Vorsitzenden.
2. Bericht über die Tätigkeit der Gesellschaft.
3. Bericht über die finanzielle Entwicklung und deren augenblickliche Lage. Vereinfachung der Geschäftsführung.
4. Erweiterung der Vollmachten des Vorstandes.
5. Festsetzung der Beiträge.
6. Verschiedenes.

Wir bitten um recht zahlreiches Erscheinen.

Mitgliedskarten 1922 oder 1923 sind mitzubringen. Wir weisen noch besonders darauf hin, daß die Junioren kein Stimmrecht besitzen.

Im Namen des Vorstandes:
Dr.-Ing. de Thierry,
Geh. Baurat, Prof. a. d. Techn. Hochschule Berlin,
I. Vorsitzender.

## STELLENÜBERSICHT.

29. Dipl.-Ing. oder Regierungsbaumstr. für große Tiefbau-A. G. zur Unterstützung der Direktion sof. ges. Angeb. unter A. Z. a. d. Verkehrstechnische Woche. (11. I.)
30. Betriebsleiter für die Kleinbahn Hoya-Syke-Asendorf G. m. b. H. ges. Erf. im Betrieb von Kleinbahnen. Angeb. a. d. Vorstand der Gesellschaft. (17. I.)
31. Selbstst. Statiker für Eisenhochbau in das Rheinland. Längere Praxis Voraussetzung. Ang. unter Z. N. 3777 a. d. Verlag d. V. D. I. (27. I.)
32. Dipl.-Ing. für Entwurf von Bauausführungen vom Ministerium d. Innern, Abt. für Reichswasserstraßen, Oldenburg, am 20. I. 23. (Zeitschrift d. Bauverw. 24. I.)
33. Eisenbeton-Ingenieur für statische Berechnung und Kalkulation. Friedrich Kaupp, Unternehmung für Hoch- und Tiefbau. Stuttgart, Werastraße 88. (D. Bztg. 24. I.)
34. Eisenbeton-Ingenieur (praktisch erfahrener Statiker und Konstrukteur). Heinrich Sohning, Saarbrücken 3. (D. Bztg. 24. I.)
35. Eisenbeton-Fachmann als Oberingenieur für Berlin ges. Angeb. unter O. 89 a. d. Verlag d. D. Bztg. (24. I.)
36. Tiefbau-Ingenieur (Akademiker), Erfahrung im Städtischen Tiefbau u. Wasserversorgung für Berliner Großfirma. Bew. unter B. N. V. 3111, Ala Haasenstein und Vogler, Berlin W 35. (D. Bztg. 27. I.)
37. Technischer Direktor für ausländische Schamotte- u. Steinzeugwarenfabrik ges. Bew. unter Dauerstellung 628/1128 an die D. Tonindustrie-Ztg., Berlin NW 21. (24. I.)
38. Dipl.-Ingenieure des Wasserbaufaches für die Aufstellung der Entwürfe am Fuldakraftwerk zum sofortigen Antritt ges. Angeb. an Staatl. Wasserbauamt 2, Kaiserplatz 17, Cassel. (Zeitschrift d. Bauverw. 24. I.)
39. Allererste Kraft für Berliner Eisenbeton-Abteilung. Erfahrung in der Eisenbeton-Branche. Dispositionsfähigkeit, Gewandtheit in Verhandlungen mit Auftraggebern. Prokura in Aussicht gest. Bew. unter F. 106 a. d. Verlag d. D. Bztg. (31. I.)
40. Dipl.-Ing. (Bauingenieur) für Lübecker Eisenbetonfirma ges. Angeb. unter Q. 116 a. d. Verlag d. D. Bztg. (31. I.)
41. Bauingenieur für das Ausland mit verwaltungstechnischen Erfahrungen und Baupraxis in Eisenbeton und Beton. Bew. unter F. C. P. 661 an Rudolf Mosse, Frankfurt a. M. (D. Bztg. 31. I.)
42. Dipl.-Ing., firm im Eisenbeton, für Baubüro auf größerem Industriewerk Richard Speer, G. m. b. H., Mannheim. (D. Bztg. 31. I.)

DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang | 28. Februar 1923 | Heft 4

# DIE PÉROLLES-BRÜCKE IN FREIBURG IN DER SCHWEIZ.

*Von A. O. Lusser, beratender Ingenieur, z. Z. in Freiburg.*

*Übersicht:* Allgemeines; Zweckbestimmung und vorgeschriebene Brückenbreite; Lage im Aufriß; Lage im Grundriß; Baugrunduntersuchungen; Wahl der Gewölbespannweiten; Gesamtanordnung; Baumaterial; Sichtflächen; Gründungsverhältnisse; innerer Ausbau; statische Berechnung; Messungen der Gewölbetemperatur; Lehrgerüste; Fahrbahn; Geländer; Materialaufwand und Kosten.

Zu den großen Brückenbauwerken, welche die Stadt Freiburg und ihre Umgebung in technischen Kreisen seit langem bekanntgemacht haben[1]), ist kürzlich mit der sog. Pérolles-Brücke über die Sarine, am äußersten südwestlichen Ende der Stadt, ein neues hinzugekommen (Abb. 1).



**Abb. 1.** Ansicht der 5 Hauptöffnungen des fertigen Bauwerkes.

Der Bau dieses großen Talüberganges in Stampfbeton von 555 m Länge und 70 m Höhe, im Gesamtkostenvoranschlag von 4 600 000 Fr., wurde im November 1919 durch den Großen Rat des Kantons Freiburg beschlossen und im Frühjahr 1920 in Angriff genommen. Die Brücke war im Oktober 1922 vollendet und ist noch im gleichen Jahre dem Verkehr übergeben worden. Sie ist sowohl für Straßen- als Eisenbahnverkehr bestimmt. Als nutzbare Breite waren 10 m vorgeschrieben, wovon 7,45 m auf die Fahrbahn und je 1,275 m auf die beiderseitigen Gehwege entfallen (Abb. 2). Bei der gewählten seitlichen Anordnung des Geleises genügt diese Fahrbahnbreite gerade noch für die Kreuzung eines Normalbahnzuges mit einem schweren Kraftlastwagen größter Breite. Vorläufig ist ein Schmalspurgeleise gelegt für Straßenbahn und elektrische Überlandbahn mit evtl. Rollschemelbetrieb für den Transport normalspuriger Güterwagen. Sollte sich jedoch der Ausbau auf Normalspur, infolge Weiterführung der bestehenden elektrischen Normalbahn Ins—Murten—Freiburg bis nach Bulle, dem zweitwichtigsten Handels- und Industrieort des Kantons, als notwendig erweisen, so kann dies durch den Einbau einer dritten Schiene auf einfache Weise geschehen.

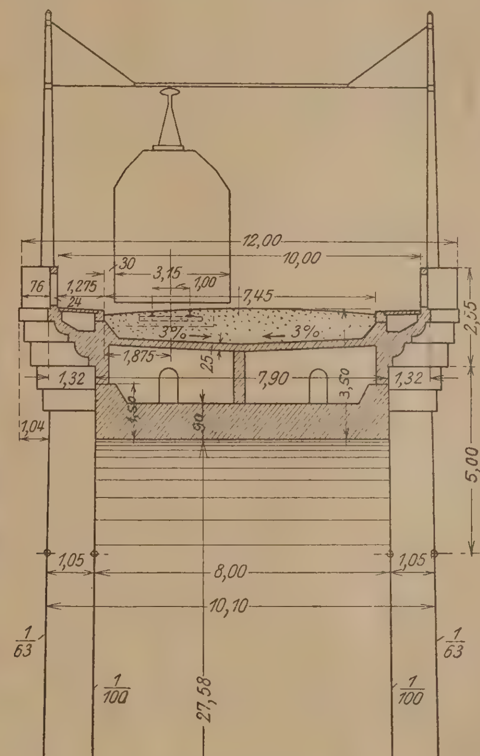



**Abb. 2.** Querschnitt im Scheitel eines großen Gewölbes.

Für die Höhenlage der Brückenfahrbahn war die Bestimmung maßgebend, daß die beiderseitigen Zufahrtsrampen die für Normalbahnbetrieb übliche größte Steigung von 30 vT nicht überschreiten durften.

Die Lage des Bauwerks im Grundriß ergab sich aus dem ganz außergewöhnlichen Verlauf des Flußtales an der Überbrückungsstelle (vgl. Abb. 3). Infolgedessen schneidet die Brückenachse den Flußlauf in Richtung NO—SW etwas schiefwinklig unter einem Winkel von ca. 70°. Von der Gesamtlänge von 555 m mußten rd 200 m, mit Rücksicht auf eine günstige Rampenentwicklung der Zufahrtsstraße, in die Kurve gelegt werden.

Im Aufriß war die Brücke ursprünglich als Viadukt mit ca. 40 m weiten Öffnungen geplant, welche Spannweite mit der Talhöhe von rd 70 m ungefähr in richtigem Verhältnis stand. Eingehende Bodenuntersuchungen, welche vorsichtshalber schon vor der Planbearbeitung und Ausschreibung vorgenommen wurden, ergaben jedoch sehr überraschende Resultate. Statt vieler Worte sei hier auf die beigegebene Abb. 4

1) Es sind dies die beiden berühmten Drahtkabelhängebrücken „Grand Pont suspendu“ und „Pont du Gottéron“ aus den Jahren 1832—40, der gewölbte Viadukt über die Glane und der eiserne Parallelträger-Viadukt von Grandfey der Linie Bern-Freiburg-Lausanne. Die größere dieser beiden Hängebrücken muß allerdings demnächst, trotz sorgfältiger Unterhaltung durch das Departement des Pont et Chaussées, abgetragen werden, da sie dem schweren Lastwagenverkehr nicht mehr genügt; sie wird, nach dem Vorschlag einer Expertenkommission, durch einen Betonviadukt von 7 Öffnungen zu je 30 m ersetzt, welcher gegenwärtig im Bau begriffen und im Frühjahr 1924 vollendet sein soll. Bauleitung und Unternehmung sind die gleichen wie bei der Pérolles-Brücke.

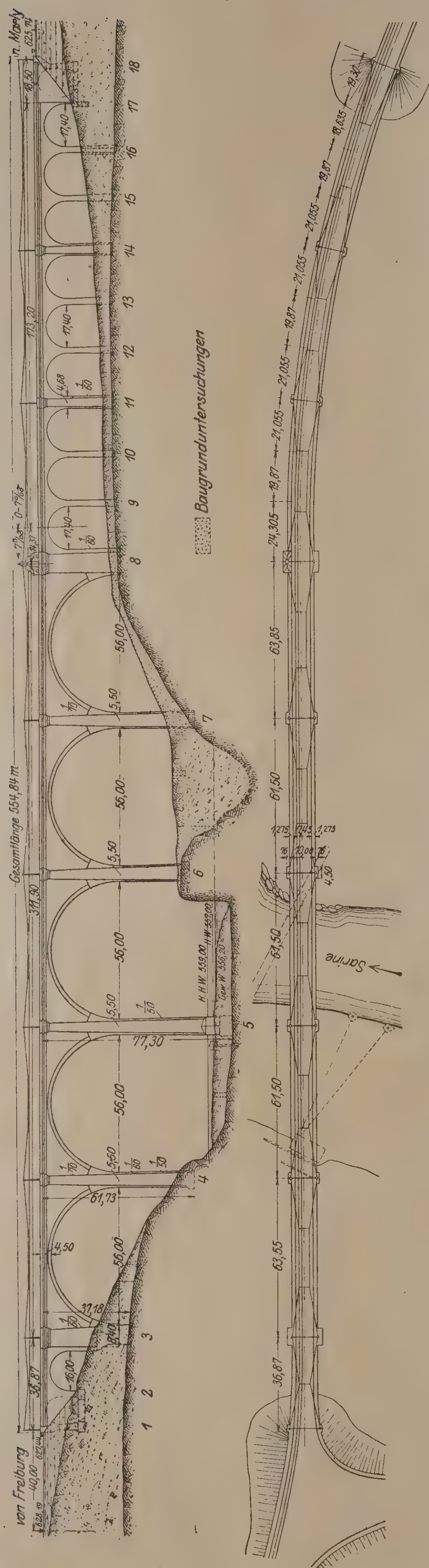



Abb. 4. Gesamtansicht und Grundriß.

verwiesen, woraus die Gründe für die Wahl größerer Spannweiten ohne weiteres ersichtlich sind. Die verhältnismäßig geringen Kosten dieser Baugrunduntersuchungen haben sich in der Folge durch eine zweckmäßige Gesamtanordnung des Bauwerks und besonders durch eine Verbilligung der Gründungsarbeiten reichlich bezahlt gemacht.

Die Überbrückung des eigentlichen, bewaldeten Flußtales erfolgt mit 5 großen Halbkreisgewölben von je 56 m Lichtweite. Für die rechtsufrig anschließende, aus Wiesenland bestehende Moräneterrasse konnte bei einer Höhe der Brückenfahrbahn zwischen 27 m und 14 m über Terrain



Abb. 3. Lageplan.

nur eine Kombination von Anschlußviadukt und Dammschüttung in Frage kommen. Da der Bau der Zufahrtsstraße verhältnismäßig nur einen geringen Überschuß von Aushubmaterial ergab, das zudem wegen seiner lehmigen Beschaffenheit für hohe Dammschüttungen sehr ungeeignet war, so mußte dieser Viadukt von den ursprünglich vorgesehenen 5 auf 7 und dann auf 9 Öffnungen verlängert werden, trotz der sich hieraus ergebenden,



Abb. 5. Ansicht von Marly-Seite. Aufnahme vom 5. 7. 22.

im Vergleich zum Erddamm etwas höheren Kosten der letzten Öffnungen. Die Höhe der anschließenden Dammschüttung konnte dadurch auf rd 11 m reduziert werden. Die Lichtweiten dieser Nebengewölbe sind mit 17,40 m derart gewählt, daß je drei derselben zu einer Gruppe zusammengeschlossen dem Pfeilerabstand eines großen Gewölbes entsprechen. Dadurch ist zwischen eigentlicher Talbrücke und Anschlußviadukt eine gewisse Einheit hergestellt, welche durch die seitlichen Pfeilervorsprünge noch stärker betont wird (Abb. 5).

Der Zufahrtsviadukt verläuft, aus schon genannten Gründen, in einer Kurve von 500 m Radius. Am Übergang von der Geraden in die Kurve oder also von Talbrücke zu Anschlußviadukt ist ein breiter Widerlagerpfeiler, mit größeren Vorbauten angeordnet, von denen der eine durch eine Kapelle bekrönt ist. Letztere trägt, in Verbindung mit den kanzelartigen Austritten über den Pfeilern, in angenehmer Weise zur Belebung der Brückenfahrbahn bei, welche sonst bei ihrer außerordentlichen Länge wohl etwas eintönig wirken würde. Ein gleicher Widerlagerpfeiler ist auch auf dem linken, stadtseitigen Ufer zur Betonung der Brückeneinfahrt angeordnet.

Im ganzen sind 17 Gewölbe vorhanden, wovon 2 zu 11 m, 1 zu 16 m, 9 zu 17,4 m und 5 zu 56 m Lichtweite. Davon sind jedoch nur 15 sichtbar, die 2 übrigen von je 11 m Lichtweite in den beiden Endwiderlagern sind als Spargewölbe anzusehen. Die Öffnung von 16 m Spannweite auf Stadtseite dient gleichzeitig zur Unterführung eines Waldweges.

Die in ihrer Gesamtheit unsymmetrische Anordnung des Bauwerks ergab sich somit in ungezwungener Weise durch Anpassung an die vorhandene Terraingestaltung und Baugrundverhältnisse.

Die Pérolles-Brücke ist ein reiner Betonrohbau ohne jede Verkleidung. Die Sichtflächen sind so geblieben, wie sie aus der Schalung hervorgingen. Die durch die Schalbretter und das Stampfen entstehenden Fugen und Überzähne sind absichtlich nicht unterdrückt worden, indem diese natürlichen Unregelmäßigkeiten zur Belebung der großen Stirnflächen wesentlich beitragen und außerdem den Charakter des Bauwerks, als einer in Schichten gestampften Betonmasse, gut zum Ausdruck bringen. Es wurde lediglich dafür gesorgt, daß die feineren Betonteile gegen die Schalung zu liegen kamen. Außerdem sind die Pfeilerecken zur Erzielung eines sauberen Aussehens durch Einlegen einer Kantleiste in die Schalung gebrochen worden (Abb. 6).



Abb. 6. Ausschalen der Stirnwände. Aufnahme vom 18. 7. 22.



Abb. 7. Flußpfeiler Nr. 5. Aufnahme vom 4. 8. 22.

Die Wahl von Stampfbeton als Baumaterial war gegeben durch die unmittelbare Nähe großer Sand- und Kiesbänke im Flußlauf der Sarine und durch die Abwesenheit eines brauchbaren Natursteins.

Die Verwendung des Eisenbetons beschränkt sich auf die Konstruktion der Fahrbahnplatte. Außerdem haben eine leichte Armierung erhalten die beiderseitigen kleinen Endgewölbe, weil dort ein ungleiches Setzen infolge der Verschiedenheit des Baugrundes der beiden Widerlager nicht ausgeschlossen war, sodann die äußeren Flächen der Stirnmauern des Aufbaues über den großen Gewölben, zwecks größerer Sicherheit gegen das Auftreten von Schwind- und Temperaturrissen.

Außer den genannten kleinen Endwiderlagern sind sämtliche Pfeiler auf Felsen gegründet. Die Fundierung des Flußpfeilers erfolgte vermittels Druckluft, durch Versenken eines Eisenbetoncaissons von einer natürlichen Kiesinsel aus (Abb. 7).

Besonderer Wert ist auf die leichte Zugänglichkeit aller Teile und auf die Lüftung der großen Betonmassen gelegt worden. Es sind deshalb überall da, wo dies konstruktiv und statisch zulässig war, größere Hohlräume zur Ausführung gekommen; dadurch konnten zudem auch wesentliche Ersparnisse an Kubatur und Baukosten erreicht werden. Die Pfeiler der großen Gewölbe weisen je zwei zylindrische Sparschächte auf von 3 m Durchmesser. Im Pfeilerkopf, wo die Übertragung der Gewölbeschübe stattfindet, ist der Durchmesser dieser Hohlzylinder auf 1,50 m reduziert. Der Aufbau über den großen Gewölben ist nur zur Erzielung einer ruhigen, monumentalen Gesamtwirkung vollwandig gehalten. Im Innern besteht derselbe aus einem System von Hohlräumen in Form von annähernd quadratischen Zellen. Die einzelnen Kammern haben ca. 3,5 m Seitenlänge. Durch Anordnung von Türöffnungen und von betonierten Stufen über dem Gewölberücken sind alle diese Räume leicht zugänglich gemacht. Dasselbe Aufbausystem ist auch beim Zufahrtsviadukt zur Anwendung gekommen, nur sind dort die Kammern naturgemäß kleiner und von länglich-rechteckigem Querschnitt.

Sämtliche Gewölbe sind eingespannte Bogen ohne Gelenke. Die großen Gewölbe von 56 m wurden nach den neueren Methoden der Elastizitätstheorie berechnet[2]). Die Gewölbeachse ist nach der Stützlinie für Eigengewicht geformt. Dennoch weicht die Gewölbeleibung von der Halbkreisform nur wenig ab. Die konstruktive Gewölbestärke beträgt 90 cm im Scheitel, 1,8 m an den Kämpfern. Die Gewölbestirnen sind mit Rücksicht auf ein besseres Aussehen wulstartig verstärkt worden, und zwar auf 1,50 m im Scheitel und 2,25 m an den Kämpfern. Das gleiche Prinzip ist auch bei den kleinen Gewölben des Zufahrtsviaduktes durchgeführt. Die größte Druckspannung der großen Gewölbe, unter Berücksichtigung der Nebeneinflüsse aus elastischer Verkürzung der Bogenachse, Temperatur und Schwinden beläuft sich auf 42,2 kg/cm². Die Betonierung der Gewölbe erfolgte in Lamellen (Abb. 8). Da die Absicht bestand, die Ausrüstung im Hochsommer, wenn möglich durch Wärmeausdehnung von selbst vor sich gehen zu lassen, so wurden die Fugen bei sehr niedriger Temperatur geschlossen (0° C.). Zwecks fortlaufender Kontrolle der Gewölbetemperatur ließ die Bauleitung in jedem der 5 großen Gewölbe jeweils an verschiedenen Stellen elektrische Thermometer ein-



Abb. 8. Stand der Bauarbeiten am 14. 10. 21.

[2]) Dr.-Ing. Max Ritter: „Beiträge zur Theorie und Berechnung der vollwandigen Bogenträger ohne Scheitelgelenk", Berlin 1909, Ernst und Sohn; A. Straßner: „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger", 2. Aufl., Berlin 1921, Ernst und Sohn.

betonieren. Die Ablesungen wurden periodisch gleich vom Beginn des Betonierens an vorgenommen, wodurch sich nebenbei auch interessante Aufschlüsse über Größe und Verlauf der Abbindewärme des Betons ergaben. Die Beobachtungen werden auch nach Vollendung des Baues noch einige Zeit fortgesetzt, um Anhaltspunkte über die isolierende Wirkung des Aufbaues zu erhalten. Die Kontrolle der Lufttemperatur erfolgte gleichzeitig durch je ein selbsttätig registrierendes Sonnen- und Schattenthermometer. In Wirklichkeit genügte die Wärmezunahme des Betons nicht vollständig, um ein sichtbares Ausrüsten der Gewölbe zu veranlassen. Durch sorgfältige Winkel- und Spannungsmessungen vermittels Klinometern und Okhuizen-Apparaten gelang es jedoch festzustellen, daß sich die Gewölbe schon vor dem Ausrüsten fast vollständig selbst getragen haben (Abb. 9).



Abb. 9. Lehrgerüste und Dienstbrücke. Aufnahme vom 1. 10. 21.

Für die Lehrgerüste wurde, trotz der großen Spannweite von 56 m, ein freitragendes System zugelassen unter der Bedingung möglichst tiefliegender Abstützung der Streben am Pfeilerfuß. Diese Anordnung hatte noch den Vorteil, daß der Unterbau des Gerüstes gleichzeitig als Schalung für die Pfeiler dienen konnte. Die 5 Lehrgerüste erforderten 1400 m³ Kantholz bis zu 24 × 26 cm Querschnitt. Zur Beobachtung der Einsenkungen wurden je an 7 charakteristischen Punkten jedes Lehrgerüstes, während der ganzen Dauer der Gewölbebetonierung, tägliche Messungen vorgenommen. Die größte beobachtete Einsenkung im Scheitel, unter der Last eines vollbetonierten Gewölbes, betrug 5 cm.

Die Fahrbahntafel besteht aus einer Eisenbetonplatte, über welcher eine Kiesauffüllung aufgebracht ist. Da die Gewölbebreite aus Ersparnisgründen im Scheitel auf 7,90 m reduziert werden mußte, so entstanden beiderseitig ziemlich große Auskragungen von 1,32 m. Die Brückenstirnen haben einen Anzug von $^1/_{100}$, die Pfeilervorsprünge einen solchen von $^1/_{63}$ bzw. $^1/_{40}$ bei den großen Widerlagerpfeilern. Der seitliche Anzug der Pfeiler beträgt $^1/_{50}$ bzw. $^1/_{60}$ unten und $^1/_{70}$ oben für die Pfeilervorsprünge.

Das Geländer ist aus Betonwerkstein in natürlicher Kiessandmischung ohne weiteren künstlichen Zusatz hergestellt. Dasselbe ist durchbrochen, mit Ausnahme der kanzelartigen Austritte über den Pfeilern und dem Teilstück über dem landseitigen Widerlager, welche vollwandig ausgeführt sind. Die Sichtflächen wurden mit Stockhammer und Scharriereisen steinmetzmäßig bearbeitet.

Die Aufstellung der Projektentwürfe, die Planbearbeitung und die Bauleitung lag in den Händen der Ingenieure Jules Jaeger-Freiburg und A. O. Lusser, welche sich zu diesem Zwecke vergesellschaftet hatten. Für die Architekturteile wurden als Berater beigezogen die Architekten Broillet & Genoud, vormals Broillet & Wulffleff in Freiburg und Albert Froelich in Zürich. Außerdem ernannte die kantonale Baudirektion eine beratende Kommission von fünf Mitgliedern. Die Übertragung der Bauausführung erfolgte auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung an die Firma Ed. Züblin & Cie A.G. in Zürich.

Im ganzen waren zu leisten rd 7800 m³ Aushub und 36 500 m³ Betonmauerwerk. Die Kosten des eigentlichen Brückenbaues belaufen sich auf rd. 4 000 000 Fr. Dazu kommen rd. 600 000 Fr. für Erstellung von ca. 3 km Zufahrtsstraßen mit rd. 60 000 m³ Erdbewegung, Expropriation, Bauleitung und allgemeine Verwaltung. Das Bauwerk konnte ohne Überschreitung des Kostenvoranschlages ausgeführt werden.

---

# BEITRAG ZUR DIMENSIONIERUNG EXZENTRISCH GEDRÜCKTER EISENBETONQUERSCHNITTE.

(Neue Tabellen.)

*Von Privatdozent Dr.-Ing. Kunze, Direktor der Fa. Windschild & Langelott A.-G., Dresden.*

Nachstehend werden neue Tabellen für die Dimensionierung exzentrisch gedrückter Eisenbetonquerschnitte veröffentlicht, deren besonderes Merkmal darin liegt, daß ohne jede Zwischenrechnung für den Leitwert e:N (Exzentrizität dividiert durch Normalkraft) die Höhe H (als H/N) und die Bewehrung $f_e$ und gegebenenfalls $f_e'$ (als $f_e/H$) abgelesen werden kann. Die einzige Rechenarbeit liegt in der Interpolation zwischen den Tabellenwerten.

Es gibt bekanntlich unendlich viele Querschnitte von der Breite b, die zur Aufnahme einer vorgelegten, um das Maß e exzentrischen Normalkraft N fähig sind, da der Prozentgehalt an Eisen die erforderliche Höhe H beeinflußt.

Es zeigt sich, daß bei kleiner Exzentrizität der geringste Eisengehalt am günstigsten ist; bei der Verfolgung dieser Erkenntnis würde man schließlich auf den überhaupt nicht bewehrten Querschnitt kommen. Für diesen gelten aber andere Vorschriften über die zulässigen Beanspruchungen als für den Eisenbetonquerschnitt, so daß eine erhebliche Unstetigkeit in der Entwicklung der erforderlichen Abmessungen der Querschnitte entsteht, wenn man von dem minimal bewehrten Querschnitt auf den überhaupt nicht bewehrten übergeht. Es erscheint deshalb notwendig, eine Mindestbewehrung anzuerkennen, bis zu der herab exzentrisch belastete Säulen noch nach den Vorschriften für Eisenbetonsäulen berechnet werden dürfen.

Für zentrisch belastete Säulen ist diese Mindestbewehrung 0,8 vH der Betonfläche, sofern sie nach der Formel

$$\sigma_b \, (F_b + n\, F_e) = N$$

berechnet werden sollen.

Dieser Grundsatz der 0,8-prozentigen Bewehrung ist für die Fälle kleiner Exzentrizitäten auch in den folgenden Tabellen beibehalten. Sie sind auf der Voraussetzung einer Zugbewehrung und einer Druckbewehrung von je 0,4 vH aufgebaut.

Für stärkere Bewehrungen, die bei geringer Exzentrizität unter allen Umständen unwirtschaftlich sind, deren Anwendung aber aus besonderen Gründen sehr wohl nötig sein kann, versagen die Tabellen. Immerhin geben sie beim Konstruieren auch für solche Fälle wenigstens einen Anhalt für weitere Annahmen der Höhe H.

Zu der Frage, ob bei kleinen Exzentrizitäten auch schwächere Bewehrungsverhältnisse angenommen werden können, beachte man die Fußnote[1]).

Ist die Annahme eines bestimmten Prozentsatzes Eisen im Querschnitte gemacht, so ergeben sich die Armierungen für jeden Wert e/N zwangläufig, wenn $\sigma_{b\,zul.}$ voll ausgenützt wird. Es war deshalb möglich, Tabellen zu berechnen, die zusammengehörige Werte von H, $f_e$, $f_e'$ und e/N liefern. Zur Erläuterung der für kleine Exzentrizitäten geltenden Spalten diene folgendes:

### Beipiel.

Vorgelegt sei eine zentrische Normalkraft N = 110 t und ein Biegungsmoment von 60,5 tm. Die Säule, die diese Beanspruchung aufnehmen soll, sei 60 cm breit. Es ist dann:

$$\frac{N}{b} = N_1 = \frac{110\,000}{60} = 1835 \text{ kg}$$

$$\frac{M}{b} = M_1 = \frac{6\,050\,000}{60} = 101\,000 \text{ kg/cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{M_1}{N_1} = \frac{6\,050\,000}{110\,000} = 55 \text{ cm}$$

Leitwert $$\frac{e}{N_1} = \frac{55}{1835} = 0{,}0300$$

Für diesen Leitwert ergibt sich aus den Tabellen:

$$\frac{H}{N_1} = 0{,}0764;\ H = 0{,}0764 \cdot 1835 = 140 \text{ cm}$$

$$\frac{f_e}{N_1} = 0{,}000\,305\,6;\ f_{e_1} = f_e{}'_1 = 0{,}000\,305\,6\ \ 1835 = 0{,}562 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$f_e = f_e' = 60 \cdot 0{,}562 = 33{,}72 \text{ cm}^2$$

$$\frac{f_e + f_e'}{b\,H} = \frac{33{,}72 \cdot 2}{60 \cdot 140} = 0{,}008$$

0,8 vH Bewehrung wie vorausgesetzt. $\sigma_e = 320$ kg/cm² (laut Tabelle).

### Baupolizeilicher Nachweis.

$$x = \frac{(H-a)\,n\,\sigma_b}{n\,\sigma_b + \sigma_e} = \frac{140 \cdot 0{,}94 \cdot 15 \cdot 40}{15 \cdot 40 + 320} = \frac{79\,000}{920} = 85{,}8 \text{ cm}$$

$$a = 8{,}4 \text{ cm}$$

$$H - a - \frac{x}{3} = 131{,}6 - 28{,}6 = 103{,}0 \text{ cm}$$

$$H - a - a = 123{,}2 \text{ cm}$$

$$\sigma'_e = \sigma_b\,n \cdot \frac{x-a}{x} = 600 \cdot \frac{77{,}4}{85{,}8} = 542 \text{ kg/cm}^2$$

### Aufnehmbare Normalkraft.

$$+\sigma_b\,b\,\frac{x}{2} = 40 \cdot 60 \cdot \frac{1}{2} \cdot 85{,}8 = +\ 103\,000$$

$$+\sigma_e' f_e' = 542 \cdot 33{,}73 \qquad = +\ \ 18\,220$$

$$-\sigma_e f_e = 320 \cdot 33{,}72 \qquad = -\ \ 10\,780$$

$$\underline{110\,440 \text{ kg}}$$

Vorhandene Normalkraft . . . . . . $\underline{110\,000 \text{ kg}}$

also aufnehmbar (4 vT zu reichlich dimensioniert). Aufnehmbares Moment (bezogen auf Zugeisen):

$$+\sigma_b\,b \cdot \frac{x}{2} \cdot \left(H - a - \frac{x}{3}\right) = 103\,000 \cdot 103 = 10\,600\,000$$

$$+\sigma_e f_e' (H - 2a) = 18\,220 \cdot 123{,}2 \qquad = \ \ 2\,240\,000$$

$$\underline{12\,840\,000}$$

Vorhandenes Moment.

$$6\,050\,000 + 110\,000 \cdot \left(\frac{H}{2} - a\right) = 6\,050\,000 + 110\,000 \cdot 61{,}6 = \underline{12\,830\,000}$$

Das vorhandene Moment ist bei einer Toleranz von $^1/_{1283}$ gleich rd 1 vT aufnehmbar.

Für die anschließend mitgeteilten Tabellen für größere und große Exzentrizitäten ist von dem Grundsatze der Bewehrung von 0,8 vH abgewichen worden. Diese Fälle neigen schon mehr nach der reinen Biegung hin, und die Leitsätze für die Säulenbewehrung (0,8 vH Mindestbewehrung) treten hierfür in ihrer Bedeutung zurück. Auch sind hier Ungenauigkeiten des Exzentrizitätsmaßes im Verhältnis zur errechneten Exzentrizität geringer; es sind also Rücksichten auf die Ungenauigkeiten nicht in so hohem Maße geboten. Von der Berücksichtigung einer Mindestbewehrung ist hier also abgesehen worden.

Für diese Fälle ist der Bewehrungsgrad veränderlich angenommen. Es sind Tabellen aufgestellt, die für $\sigma_b = 40$ kg/cm² und für $\sigma_e = 700$, 800, 900, 1000, 1100 und 1200 kg/cm² Querschnitte liefern. Man hat dann die Möglichkeit, unter den verschieden stark bewehrten Querschnitten den wirtschaftlichsten oder sonst gewünschten auszuwählen. Je größer die Exzentrizität wird, desto mehr werden Querschnitte mit Spannungen von $\sigma_e = 1000$ bis 1200 kg/cm² wirtschaftlich.

Ein Beispiel soll das Arbeiten mit diesen Tabellen ebenfalls erläutern.

### Beispiel.

Vorgelegt ist eine Normalkraft N = 20 000 kg, die um 800 cm exzentrisch ist. Die Querschnittsbreite soll 50 cm betragen. Es ist also:

$$N_1 = \frac{20\,000}{50} = 400 \text{ kg/cm}$$

Der Leitwert $$\frac{e}{N_1} = \frac{800}{400} = 2{,}00$$

Hierfür ergibt sich aus den Tabellen bei

$$\frac{e}{N_1} = 1{,}99$$

für

$$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2\ \ \frac{H}{N_1} = 0{,}531;\ \frac{f_e}{N_1} = 0{,}003\,27;$$
$$H = 212{,}4 \text{ cm},\ f_e = f_e' = 65{,}4 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e = 1100 \text{ kg/cm}^2\ \ \frac{H}{N_1} = 0{,}500;\ \frac{f_e}{N_1} = 0{,}003\,82;$$
$$H = 200{,}0 \text{ cm},\ f_e = f_e' = 76{,}4 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2\ \ \frac{H}{N_1} = 0{,}467;\ \frac{f_e}{N_1} = 0{,}004\,57;$$
$$H = 187{,}0 \text{ cm},\ f_e = f_e' = 91{,}4 \text{ cm}^2$$

---

[1]) Zu der Frage der Mindestbewehrung exzentrisch belasteter Eisenbetonsäulen sind die Ausführungen Mörschs in der 5. Aufl. seines Eisenbetonbaues, Band 1, S. 402 beachtenswert.

„Ist die größte Pressung — bei exzentrischem Kraftangriff innerhalb des Kerns — kleiner als $\sigma_{bd}$ zulässig, so genügt als Bewehrung der Eisenbetonstützen die nach den amtlichen Bestimmungen zulässige Mindestbewehrung von 0,8 vH des Betonquerschnittes."

Hierzu ist zu bemerken, daß die amtlichen Bestimmungen die 0,8 vH nur für zentrische Belastung vorschreiben. Die Begründung für diese Vorschrift liegt darin, daß Versuche die Gültigkeit der Formel:

$$N = \sigma_b (F_b + n \cdot F_e)$$

nur bis zu dieser Grenze herab erwiesen haben. Diese Vorschrift ist also durch Erfahrungen an den bis zur zulässigen Druckspannung gedrückten Körpern gestützt, und es ist nicht ohne weiteres zulässig, diese Vorschrift auch auf Querschnitte zu übertragen, die auf einer Seite gar keine oder nur geringe Druckspannungen aufweisen, wie das bei exzentrischer Belastung der Fall ist.

Logisch gerechtfertigt ist die Anwendung der amtlichen Vorschriften (0,8 vH) nur dann, wenn der exzentrisch belastete Querschnitt unter Umständen auch eine zentrische Belastung erfahren kann, die eine solche Bewehrung erfordert. Solche Alternativfälle: kleine exzentrische Normalkraft und bisweilen große zentrische Normalkraft sind nicht selten.

Für andere Fälle ist die 0,8 vH-Bewehrung nur mit praktischen Rücksichten zu begründen. Bei kleinen Exzentrizitäten (z. B. e ≤ Kernweite) können in Wirklichkeit erhebliche Abweichungen von den errechneten Werten eintreten. So kann es kommen, daß im Bauwerk eine als exzentrisch ermittelte Kraft tatsächlich zentrisch wirkt. Wegen dieser Ungewißheit ist auch in diesen Fällen die 0,8-prozentige Bewehrung gerechtfertigt. Es kann anderseits auch vorkommen, daß die Exzentrizität in Wirklichkeit größere als die berechneten Werte annimmt. Dann ist auf der minder gedrückten Seite eine Zugbewehrung erforderlich, obgleich die Rechnung eine solche nicht nachwies. Für diese kann ebenfalls 0,4 vH als zweckmäßig angesehen werden. Aus diesem praktischen Grunde allein kann die Übertragung der Vorschrift von 0,8 vH auch auf exzentrisch gedrückte Querschnitte anerkannt werden.

Tabelle zur Bestimmung exzentrisch gedrückter Eisenbetonquerschnitte für $\sigma_b = 40$ kg/qcm bei $f_e = f_e'$ und bei

| $f_e = 0{,}4$ vH der Betonfläche | | | | $f_e \doteq 0{,}2$ vH bis 1,3 vH der Betonfläche | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Leitwert $\frac{e}{N}$ | $\frac{H}{N}$ | $\frac{f_e}{N} = \frac{f_e'}{N}$ | $\sigma_e$ | Leitwert $\frac{e}{N}$ | $\sigma_e = 700$ | | $\sigma_e = 800$ | | $\sigma_e = 900$ | | $\sigma_e = 1000$ | | $\sigma_e = 1100$ | | $\sigma_e = 1200$ | |
| | | | | | $\frac{H}{N}$ | $\frac{f_e}{N} = \frac{f_e'}{N}$ | $\frac{H}{N}$ | $\frac{f_e}{N} = \frac{f_e'}{N}$ | $\frac{H}{N}$ | $\frac{f_e}{N} = \frac{f_e'}{N}$ | $\frac{H}{N}$ | $\frac{f_e}{N} = \frac{f_e'}{N}$ | $\frac{H}{N}$ | $\frac{f_e}{N} = \frac{f_e'}{N}$ | $\frac{H}{N}$ | $\frac{f_e}{N} = \frac{f_e'}{N}$ |
| 0,0130 | 0,0522 | 0,0002088 | 58 | 0,100 | 0,130 | 0,00067 | 0,142 | 0,00048 | 0,152 | 0,00036 | 0,162 | 0,00028 | — | — | — | — |
| 135 | 530 | 2120 | 68 | 110 | 133 | 79 | 145 | 56 | 156 | 43 | 165 | 34 | — | — | — | — |
| 140 | 538 | 2152 | 77 | 120 | 135 | 90 | 148 | 65 | 159 | 49 | 169 | 38 | — | — | — | — |
| 145 | 546 | 2184 | 87 | 140 | 138 | 110 | 153 | 80 | 167 | 62 | 176 | 49 | — | — | — | — |
| 150 | 553 | 2213 | 97 | 160 | 143 | 129 | 158 | 95 | 172 | 73 | 183 | 58 | — | — | — | — |
| 155 | 562 | 2248 | 106 | 180 | 146 | 146 | 164 | 107 | 178 | 84 | 188 | 67 | 0,201 | 0,00055 | — | — |
| 160 | 570 | 2280 | 115 | 200 | 150 | 164 | 169 | 119 | 183 | 95 | 195 | 75 | 208 | 63 | — | — |
| 165 | 578 | 2312 | 124 | 225 | 153 | 186 | 175 | 136 | 189 | 106 | 203 | 84 | 215 | 71 | — | — |
| 170 | 586 | 2344 | 133 | 250 | — | — | 180 | 151 | 195 | 117 | 209 | 95 | 223 | 80 | — | — |
| 175 | 593 | 2372 | 142 | 275 | — | — | 185 | 166 | 201 | 128 | 216 | 104 | 230 | 88 | — | — |
| 0,0180 | 0,0601 | 0,0002404 | 150 | 0,300 | — | — | 0,190 | 0,00178 | 0,207 | 0,00140 | 0,222 | 0,00113 | 0,237 | 0,00095 | 0,249 | 0,00079 |
| 185 | 610 | 2440 | 159 | 330 | — | — | 196 | 195 | 213 | 151 | 230 | 123 | 245 | 103 | 257 | 87 |
| 190 | 617 | 2468 | 166 | 360 | — | — | 201 | 210 | 219 | 162 | 237 | 133 | 253 | 111 | 266 | 94 |
| 195 | 624 | 2496 | 175 | 390 | — | — | 206 | 224 | 224 | 173 | 244 | 142 | 260 | 120 | 273 | 100 |
| 200 | 631 | 2524 | 184 | 420 | — | — | — | — | 230 | 184 | 250 | 152 | 267 | 127 | 280 | 106 |
| 205 | 638 | 2552 | 192 | 450 | — | — | — | — | 236 | 195 | 257 | 160 | 274 | 134 | 288 | 113 |
| 210 | 645 | 2580 | 200 | 480 | — | — | — | — | 241 | 206 | 263 | 168 | 281 | 141 | 295 | 120 |
| 215 | 652 | 2608 | 208 | 510 | — | — | — | — | 247 | 217 | 269 | 178 | 287 | 148 | 302 | 127 |
| 220 | 659 | 2636 | 215 | 540 | — | — | — | — | 253 | 228 | 274 | 186 | 293 | 155 | 310 | 133 |
| 225 | 666 | 2664 | 222 | 570 | — | — | — | — | 258 | 239 | 279 | 193 | 299 | 162 | 396 | 139 |
| 0,0230 | 0,0673 | 0,0002692 | 230 | 0,600 | — | — | — | — | 0,264 | 0,00250 | 0,285 | 0,00201 | 0,305 | 0,00169 | 0,322 | 0,00144 |
| 235 | 680 | 2720 | 238 | 630 | — | — | — | — | 269 | 259 | 291 | 210 | 311 | 176 | 329 | 149 |
| 240 | 686 | 2744 | 245 | 670 | — | — | — | — | 275 | 270 | 298 | 219 | 318 | 183 | 337 | 156 |
| 250 | 700 | 2800 | 258 | 710 | — | — | — | — | 281 | 280 | 304 | 229 | 326 | 191 | 345 | 163 |
| 260 | 713 | 2852 | 271 | 750 | — | — | — | — | 287 | 291 | 310 | 238 | 333 | 199 | 352 | 170 |
| 270 | 726 | 2904 | 284 | 790 | — | — | — | — | 292 | 301 | 316 | 247 | 340 | 206 | 360 | 177 |
| 280 | 740 | 2960 | 298 | 830 | — | — | — | — | 298 | 312 | 323 | 256 | 347 | 214 | 367 | 183 |
| 290 | 753 | 3012 | 309 | 870 | — | — | — | — | 303 | 322 | 330 | 264 | 353 | 223 | 374 | 189 |
| 300 | 764 | 3056 | 320 | 910 | — | — | — | — | 309 | 333 | 336 | 273 | 359 | 230 | 381 | 195 |
| 310 | 775 | 3100 | 332 | 950 | — | — | — | — | 0,314 | 0,00343 | 342 | 282 | 365 | 237 | 388 | 201 |
| 0,0320 | 0,0787 | 0,0003148 | 343 | 0,990 | — | — | — | — | — | — | 0,348 | 0,00290 | 0,372 | 0,00242 | 0,395 | 0,00207 |
| 330 | 799 | 3196 | 355 | 1,030 | — | — | — | — | — | — | 354 | 298 | 379 | 249 | 402 | 213 |
| 340 | 811 | 3244 | 366 | 1,070 | — | — | — | — | — | — | 360 | 307 | 385 | 255 | 409 | 219 |
| 350 | 823 | 3292 | 378 | 1,120 | — | — | — | — | — | — | 367 | 315 | 392 | 263 | 417 | 226 |
| 360 | 835 | 3340 | 389 | 1,170 | — | — | — | — | — | — | 373 | 324 | 402 | 272 | 424 | 232 |
| 370 | 846 | 3384 | 401 | 1,220 | — | — | — | — | — | — | 379 | 334 | 407 | 280 | 431 | 239 |
| 380 | 856 | 3424 | 409 | 1,270 | — | — | — | — | — | — | 386 | 343 | 414 | 289 | 439 | 245 |
| 390 | 867 | 3468 | 417 | 1,320 | — | — | — | — | — | — | 392 | 352 | 421 | 296 | 445 | 252 |
| 400 | 877 | 3508 | 425 | 1,370 | — | — | — | — | — | — | 398 | 360 | 428 | 303 | 452 | 257 |
| 420 | 898 | 3592 | 442 | 1,420 | — | — | — | — | — | — | 405 | 368 | 434 | 310 | 458 | 263 |
| 0,0440 | 0,0919 | 0,0003676 | 458 | 1,470 | — | — | — | — | — | — | 0,410 | 0,00377 | 0,441 | 0,00317 | 0,465 | 0,00269 |
| 460 | 940 | 3760 | 474 | 1,520 | — | — | — | — | — | — | 416 | 385 | 448 | 324 | 472 | 275 |
| 480 | 961 | 3844 | 498 | 1,570 | — | — | — | — | — | — | 422 | 393 | 454 | 331 | 479 | 281 |
| 500 | 979 | 3916 | 511 | 1,630 | — | — | — | — | — | — | 429 | 403 | 461 | 338 | 487 | 288 |
| 520 | 998 | 3992 | 524 | 1,690 | — | — | — | — | — | — | 436 | 413 | 467 | 345 | 495 | 295 |
| 540 | 1016 | 4064 | 537 | 1,750 | — | — | — | — | — | — | 442 | 422 | 474 | 352 | 503 | 302 |
| 560 | 1035 | 4140 | 551 | 1,810 | — | — | — | — | — | — | 448 | 431 | 480 | 360 | 510 | 308 |
| 580 | 1054 | 4216 | 564 | 1,870 | — | — | — | — | — | — | 454 | 439 | 487 | 367 | 517 | 314 |
| 600 | 1072 | 4288 | 578 | 1,930 | — | — | — | — | — | — | 461 | 448 | 493 | 374 | 524 | 320 |
| 620 | 1091 | 4364 | 591 | 1,990 | — | — | — | — | — | — | 467 | 457 | 500 | 382 | 531 | 327 |
| 0,0640 | 0,1108 | 0,0004432 | 605 | 2,050 | — | — | — | — | — | — | 0,472 | 0,00466 | 0,506 | 0,00389 | 0,538 | 0,00333 |
| 660 | 1124 | 4496 | 615 | 2,110 | — | — | — | — | — | — | 479 | 474 | 513 | 396 | 545 | 339 |
| 680 | 1140 | 4560 | 625 | 2,170 | — | — | — | — | — | — | 485 | 483 | 520 | 403 | 552 | 345 |
| 700 | 1156 | 4624 | 635 | 2,240 | — | — | — | — | — | — | 492 | 493 | 528 | 411 | 560 | 352 |
| 720 | 1172 | 4688 | 645 | 2,310 | — | — | — | — | — | — | 500 | 503 | 535 | 420 | 567 | 359 |
| 740 | 1188 | 4752 | 656 | 2,380 | — | — | — | — | — | — | 507 | 514 | 543 | 428 | 574 | 365 |
| 760 | 1204 | 4816 | 666 | 2,450 | — | — | — | — | — | — | 514 | 524 | 551 | 436 | 582 | 371 |
| 780 | 1220 | 4880 | 676 | 2,600 | — | — | — | — | — | — | 530 | 546 | 564 | 452 | 597 | 378 |
| 800 | 1236 | 4944 | 686 | 2,800 | — | — | — | — | — | — | 0,551 | 0,00575 | 581 | 457 | 618 | 403 |
| 820 | 1252 | 5008 | 696 | 3,200 | — | — | — | — | — | — | — | — | 616 | 466 | 655 | 436 |
| 0,0840 | 0,1266 | 0,0005064 | 703 | 3,600 | — | — | — | — | — | — | — | — | 0,651 | 0,00475 | 0,689 | 0,00466 |
| 860 | 1280 | 5120 | 710 | 4,000 | — | — | — | — | — | — | — | — | 684 | 584 | 722 | 495 |
| 880 | 1294 | 5176 | 718 | 4,400 | — | — | — | — | — | — | — | — | 712 | 613 | 755 | 525 |
| 900 | 1308 | 5232 | 725 | 4,800 | — | — | — | — | — | — | — | — | 739 | 663 | 788 | 555 |
| 920 | 1322 | 5288 | 732 | 5,200 | — | — | — | — | — | — | — | — | 767 | 672 | 819 | 581 |
| 940 | 1335 | 5340 | 739 | 5,600 | — | — | — | — | — | — | — | — | 793 | 702 | 849 | 607 |
| 960 | 1349 | 5396 | 748 | 6,000 | — | — | — | — | — | — | — | — | 821 | 731 | 879 | 633 |
| 980 | 1363 | 5452 | 755 | 6,400 | — | — | — | — | — | — | — | — | 850 | 761 | 910 | 659 |
| 0,1000 | 0,1378 | 0,0005512 | 762 | 6,800 | — | — | — | — | — | — | — | — | 0,883 | 0,00791 | 0,940 | 0,00685 |

Ist der Eisenpreis für 1 cm³ 50 mal so hoch wie der Preis für 1 cm³ Beton, stellen sich die Kennwerte der Kosten wie folgt:

bei $\sigma_e = 1200 : 213 \cdot 50{,}0 + 65{,}4 \cdot 50 = 13\,920$

„ $\sigma_e = 1100 : 200 \cdot 50{,}0 + 76{,}4 \cdot 50 = 13\,820$; günstigster Wert!

„ $\sigma_e = 1000 : 187 \cdot 50{,}0 + 91{,}4 \cdot 50 = 13\,920$

(Die Schalung ist hier außer Betracht gelassen.)

Baupolizeilicher Nachweis.

$H - a = 0{,}94 \cdot 200 = 188$ cm, $b = 50{,}0$ cm

$H - 2a = 0{,}88 \cdot 200 = 176$ cm

$$x = (H - a)\frac{\sigma_n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_e} = \frac{188 \cdot 600}{600 + 1100} = 66{,}3 \text{ cm}$$

$$H - a - \frac{x}{3} = 188 - 22{,}1 = 165{,}9 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = 1100 \text{ kg/cm}^2;\quad \sigma_e' = 600\,\frac{66{,}3 - 12{,}0}{66{,}3} = 492 \text{ kg/cm}^3$$

Aufnehmbare Druckkraft:

$$D_b = \frac{40}{2} \cdot 50 \cdot 66{,}3 = 66300 \text{ kg}$$

$$D_e = 492 \cdot 76{,}4 = 37500 \text{ ,,}$$

$$Z_e = 1100 \cdot 76{,}4 = -84000 \text{ ,,}$$

$$N = 19800 \text{ kg}$$

Vorhandene Normalkraft 20000 kg, Fehler 1 vH.

Aufnehmbares Moment; bezogen auf die Zugeisen:

$$M_b = 66\,300 \cdot 165{,}9 = 11\,070\,000$$

$$M_e' = 37\,500 \cdot 176{,}0 = 6\,610\,000$$

$$17\,680\,000 \text{ kg/cm}$$

Vorhandenes Moment:

$$20000 \cdot \left(800 + \frac{176}{2}\right) = 17\,760\,000 \text{ kg/cm}$$

Das Moment wird gut aufgenommen.

Für Fälle geringerer zulässiger Beanspruchungen ist der Rechnungsgang sehr einfach. Ist z. B. $\sigma_b = 35$ kg/²cm, so multipliziert man die Normalkraft zuvor mit $\frac{40}{35}$. Man findet dann aus den Tabellen Querschnitte, die bei der tatsächlich vorliegenden Normalkraft N eine Beanspruchung $\sigma_b = 35$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200 \cdot \frac{35}{40}$ bzw. 1050 kg/cm² usw. erhalten.

Zum Schluß seien noch einige Bemerkungen zu der Dimensionierung nach Mörsch, 5. Aufl., Bd. I, S. 411 folgende beigefügt.

Mörsch nimmt die Querschnittshöhe und die Lage der Eisen im voraus an. (Dies ist oft schwer einigermaßen richtig zu treffen, und der Versuch muß einige Male wiederholt werden.)

Mörsch rechnet sodann die Momente der Normalkraft, bezogen auf die beiden Eiseneinlagen, aus ($M_e$ und $M_e'$) und bildet den Leitwert:

$$\frac{M_e}{b\ d^2} \text{ und } \frac{M_e'}{b\ d^2}.$$

Bei Annahme des Spannungsverhältnisses $\sigma_b/\sigma_e$ erhält Mörsch alsdann aus seinen Diagrammen zwei Bewehrungszahlen.

Sehr elegant ist die Möglichkeit geschaffen, das Minimum $\mu + \mu'$ aus dem Graphikon zu erkennen. Mörsch bietet also die Möglichkeit, bei gegebener oder gewählter Höhe das günstigste Verhältnis von Druckbewehrung zu Zugbewehrung zu finden. Es zeigt aber die Untersuchung an Beispielen, daß erhebliche Ersparnisse durch das Abtarieren der Zug- und Druckbewehrung gegeneinander nicht erzielt werden können.

Viel mehr fällt die Wahl der richtigen Höhe ins Gewicht, da nur geringe Verringerungen des Wertes H zu sehr kostspieligen Vermehrungen der Bewehrungen führen können.

Die Mörschschen Diagramme leisten gute Dienste, wenn die Höhe gegeben ist und die Eiseneinlagen bestimmt werden sollen. In sehr vielen Fällen ist aber die angenommene Höhe nicht aufrecht zu erhalten, weil zu starke oder zu schwache Bewehrungen entstehen.

Die hier veröffentlichten Tabellen des Verfassers liefern in einfacherer Weise unter allen Umständen brauchbare Werte von H nebst den zugehörigen Bewehrungsgraden. Man erhält mehrere Wertepaare zur Wahl. Wenn der Spielraum, den die gefundenen Wertepaare umfassen, auch gering ist, so liegt doch gerade darin eine Ausscheidung der als unwirtschaftlich unbrauchbaren Werte.

Die hier veröffentlichten Tabellen schließen sich im Aufbau an die vom Verfasser 1918 im Arm. Beton veröffentlichten an. Sie bauen sich wie diese allein auf dem Leitwert e/N auf. Ebenso wie dort ist jede Zwischenrechnung ausgeschaltet. Sie setzen ebenso einen Randabstand der Eisen von 0,06 H voraus, der für kleine Querschnittsstärken zu gering, für größere zu groß ist, aber immerhin eine brauchbare Annahme darstellt.

Sie unterscheiden sich von den Tabellen von 1918 dadurch, daß das Anwendungsgebiet nach unten und nach oben sehr erheblich ausgedehnt ist. Sie unterscheiden sich weiter dadurch, daß für den gleichen Leitwert in allen Spalten die zugehörigen Querschnittsgrößen nebeneinander abgelesen werden können.

Es ist zu hoffen, daß die in das Taschenbuch für Bauingenieure, in Foersters „Grundzüge des Eisenbetonbaues“ und in Kerstens „Der Eisenbetonbau“ (Berlin 1921) aufgenommenen Tabellen von 1918 in den neuen Auflagen dieser Werke durch die vorliegenden neuen Tabellen ersetzt werden.

(Schluß folgt.)

---

# ZWEIARMIGE KLAPPBRÜCKE AUF DER REIHERSTIEG-SCHIFFSWERFT IN HAMBURG.

*Von Hans Schmuckler, techn. Direktor bei Breest & Co., Berlin N 20.*

***Übersicht.*** Die nachstehend beschriebene neuartige Klappbrücke bildet im geschlossenen Zustand einen Dreigelenkbogen. Da es bei einer solchen Anordnung konstruktiv nicht möglich ist, den Schwerpunkt der gesamten beweglichen Teile jeder Klappe mit ihrem Drehpunkt zusammenfallen zu lassen, so muß die Antriebsmaschine sowohl beim Öffnen als auch beim Schließen der Klappe Drehmomente veränderlicher Größe und Richtung ausüben. Der Antriebsmechanismus konnte trotzdem sehr einfach und von Hand bedienbar ausgeführt werden.

Die Brücke besitzt 3 Öffnungen, von denen die mittlere als zweiarmige Klappbrücke in einer neuartigen Anordnung, die beiden Seitenöffnungen als feste eiserne Brücken ausgeführt sind. Sie dient dem Verkehr zwischen zwei Teilen der Werft, welche durch einen Wasserarm von etwa 40 m Breite getrennt sind. Die Brückenbahn besteht aus einer 3,05 m breiten Fahrstraße und beiderseitigen 1,25 m breiten Fußwegen. In der Fahrstraße liegt ein Normalspurgleis, welches sowohl dem Rangierbetrieb als auch der Überführung eines schweren fahrbaren Werftdampfkranes dient.

Für die statische Berechnung fanden hinsichtlich des Rangierbetriebes die Vorschriften der Reichsbahn Anwendung; für den Ausnahmefall der Belastung durch den Werftkran ist die zulässige Beanspruchung auf 1000 kg/cm² bei fünffacher Knicksicherheit mit den zuständigen Behörden vereinbart worden. Die Belastung durch Menschengedränge wurde, soweit sie von Einfluß war, selbstverständlich ebenfalls berücksichtigt. Als Belag der Fahrbahntafel und der Fußwege wurden

Holzbohlen von 5 cm Stärke verwendet (ein Befahren der Brücke mit schwerem Fuhrwerk kommt nicht in Frage). Die Schienen sind unmittelbar mit den Längsträgern verschraubt.

Die zweiarmige Klappe unterscheidet sich von der üblichen Anordnung insofern, als sie in geschlossenem Zustande einen Dreigelenkbogen bildet, dessen Horizontalschub durch die anschließenden festen Brückenöffnungen in die landseitigen Fundamente abgeleitet wird. Da nun der Drehpunkt der Klappe zur Erreichung möglichst großer Pfeilhöhe für den Dreigelenkbogen und damit zur Verminderung des Horizontalschubes möglichst tief gelegt werden muß, so ist man gezwungen, von dem Grundsatz abzuweichen, daß der Schwerpunkt der gesamten beweglichen Teile einer Klappe mit ihrem Drehpunkt zusammenfallen soll.

Aus Abb. 1 ist ersichtlich, daß der Schwerpunkt $S_1$ der gesamten Klappenkonstruktion nebst Schienen, Bohlenbelag, Geländer usw., jedoch ohne Gegengewicht vom Klappendrehpunkt die Abstände $x_1 = 2{,}45$ m, $y_1 = 1{,}76$ m und der des Gegengewichtes die Abstände $x_2 = 2{,}93$ m und $y_2 = 0{,}5$ m aufweist, wobei das Gegengewicht schon so tief gelegt wurde, als es die Rücksicht auf den Wasserstand gestattet. Der Schwerpunkt der gesamten Klappe mit Gegengewicht ergibt sich demnach auf der Verbindungslinie von $S_1 - S_2$ im Abstand von $x = 0{,}69$ m vom Drehpunkt.

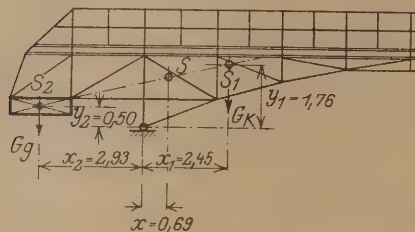


Abb. 1. Stabnetz der Klappe.

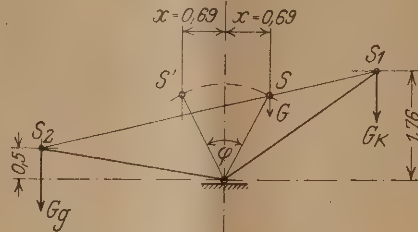


Abb. 3. Schwerpunktsweg.

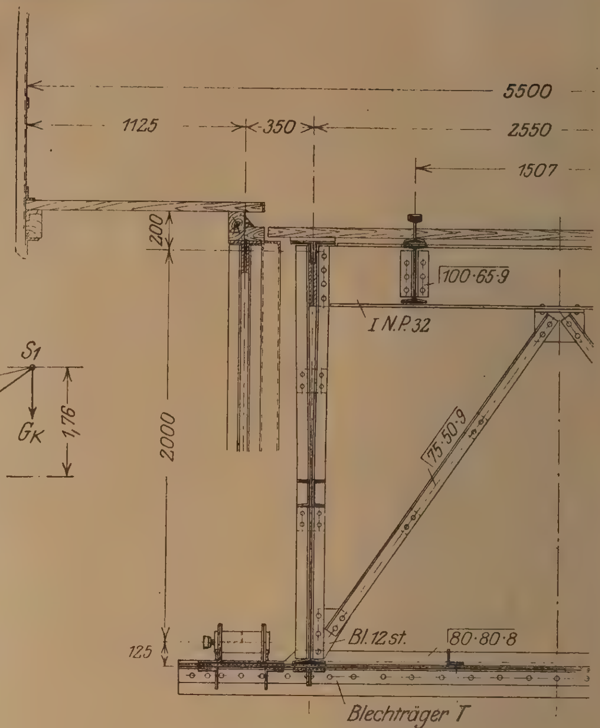


Abb. 4. Querschnitt am Fußgelenk.

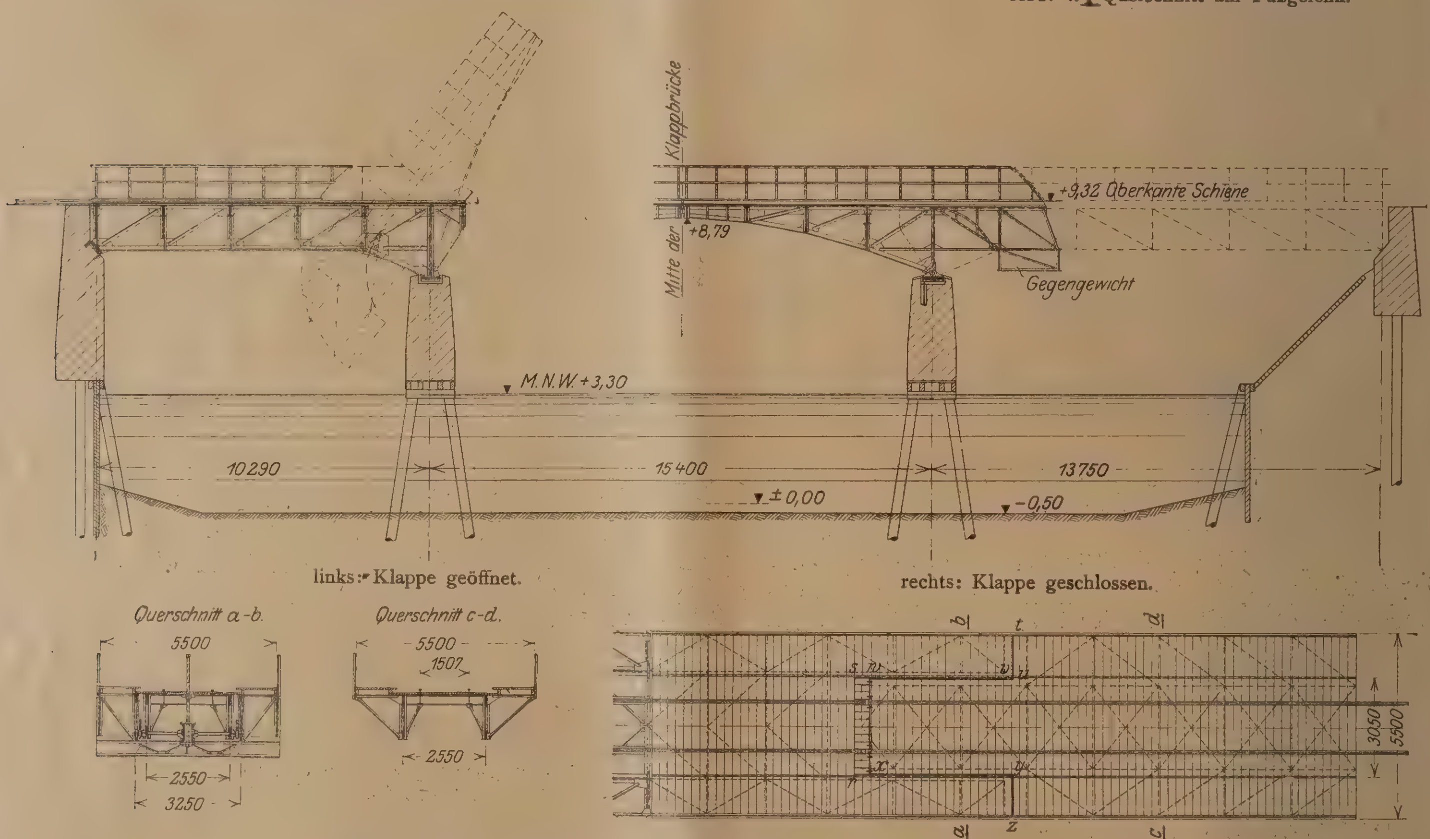


Abb. 2. Gesamtanordnung. Entwurf und Ausführung: Breest & Co., Berlin N 20.

Die Klappe muß, um das von der Wasserbauverwaltung vorgeschriebene Durchfahrtsprofil (Abb. 2) freizugeben, um einen Winkel von $54^0$ gedreht werden, wobei der Schwerpunkt S des bewegten Systems sich um den gleichen Zentriewinkel $\varphi = 54^0$ nach S′ bewegt (Abb. 3). Das bedeutet, daß bei Beginn des Öffnens die zu bewegende Masse ein rechtsdrehendes auf den Schluß der Klappe wirkendes Moment $M_D = G \cdot x$ erzeugt, während bei vollständig geöffneter Brücke die bewegten Massen das gleiche Moment, jedoch linksdrehend erzeugen.

Das Gegengewicht ist demzufolge zur Erzielung einer kleinsten Maschinenleistung so zu wählen, daß bei halbgeöffneter Klappe der Schwerpunkt der gesamten bewegten Massen senkrecht über dem Klappendrehpunkt liegt. In diesem Falle hat die Antriebsmaschine ein Moment auszuüben, welches von $M_D = -G \cdot x$ über o bis auf $M_D = +G \cdot x$ sich erstreckt.

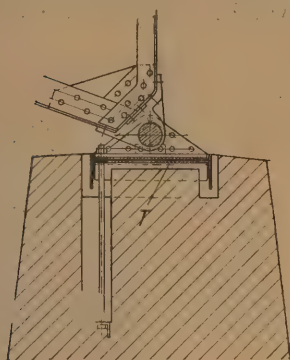



**Abb. 5.** Fußgelenke der Klappe mit horizontalem Ausgleichträger T.

Die Konstruktion der Dreigelenkbogenklappbrücke weist einige Besonderheiten auf, die einer Erläuterung bedürfen.

Zunächst müssen die Hauptträger derselben im Brückenquerschnitt so angeordnet werden, daß sie bei sich öffnender Klappe an den Hauptträgern der anschließenden festen Brücken vorbeigehen. Aus dem Querschnitt a—b, Abb. 2 u. 4, ist ersichtlich, daß der Abstand der Klappenhauptträger 2,55 m, der der festen Brückenhauptträger 3,25 m beträgt. Dieser Unterschied in den Hauptträgerabständen bedingt, da der Horizontalschub des Dreigelenkbogens durch die festen Brücken nach den Ufern hin abgeleitet werden soll, die Einschaltung eines biegungsfesten Horizontalträgers T, Abb. 4 u. 5.

Sodann sind die Gegengewichte so anzuordnen, daß sie bei geschlossener Brücke die Hauptträgeruntergurte der festen Brücke noch nicht berühren, sondern in einem geringen Abstand (von beispielsweise 100 mm) unter der Brückenunterkante bleiben (Abb. 2 rechts).

Die Fahrbahntafel kann nicht, wie bei den normalen Klappenbrücken, in einer geraden Linie unterbrochen werden, erfordert vielmehr eine Unterbrechung nach der Zickzacklinie t—u—v—w—x—y—z, Abb. 2, weil der links vom Drehpunkt der Klappe befindliche Teil derselben sich beim Öffnen nach oben, der rechts davon befindliche nach unten bewegt. An der Fahrbahn ist außerdem eine kleine Fahrbahnklappe r—s—w—x einzuschalten und zwischen den unterbrochenen Schienen besondere Übergangslaschen einzubauen, die das stoßfreie Überfahren der Fahrzeuge sichern.

Die Windverbände der Klappe bedürfen einer besonderen Anordnung: Der Hauptwindverband liegt in der Untergurtebene des Dreigelenkbogens und hat wegen der notwendigen Bewegungsfreiheit der Klappe die Form Abb. 6.

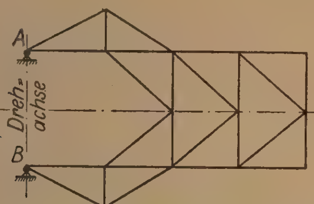



**Abb. 6.** Hauptwindverband in Untergurtebene der Klappe.

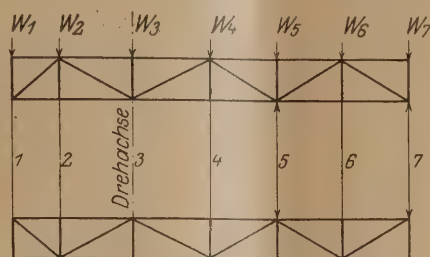



**Abb. 7.** Windverband in Obergurtebene der Klappe.

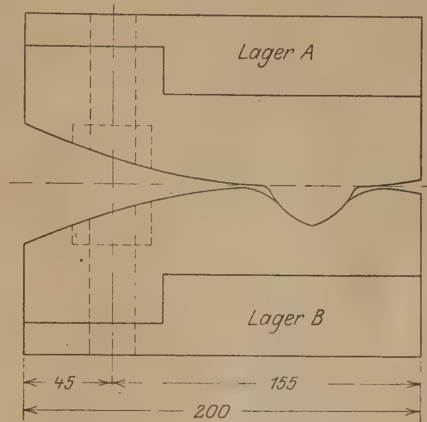
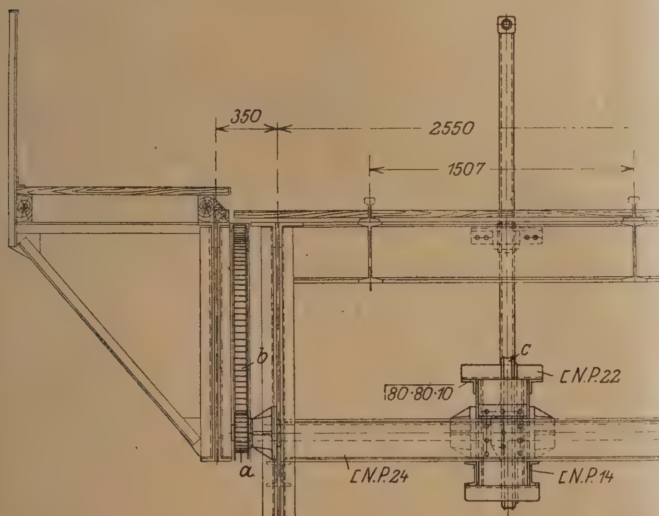



**Abb. 8.** Scheitelgelenk der Klappe.

Er ist als frei auskragender Träger mit 2 festen Lagerpunkten A und B zu berechnen. Der zweite Windverband liegt in der Obergurtebene des Dreigelenkbogens und wurde aus konstruktiven Gründen in zwei Teile zerlegt, die als Parallelträger in der Fußwegkonstruktion untergebracht wurden. Ihr System zeigt Abb. 7. Die Stützung erfolgt in Achse 5 und 7, da hier die Auflagerkräfte des oberen Windverbandes durch die Querträger in dem unteren Hauptwindverband abgeleitet werden. Diese Anordnung mußte deshalb gewählt werden, weil zwischen den Punkten w—u und x—y (Abb. 2) die Querträger 1, 2, 3 der festen Brücke und nicht der Klappe angehören.

Die Fußgelenke der Klappe sind in Abb. 2, 4 u. 5 dargestellt. Bei ihrer Konstruktion mußte besonders auf die Ver-



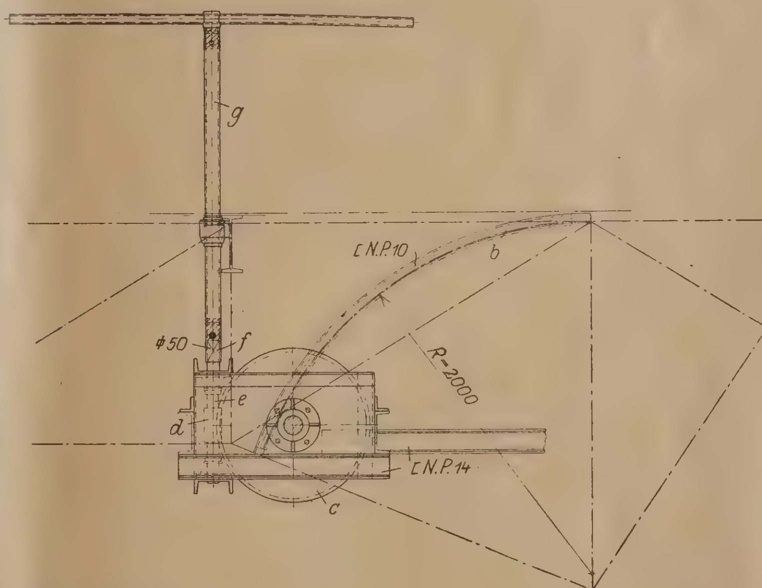




**Abb. 9.** Antriebsmechanismus.

minderung des Kippmomentes aus $H_{max} = 44{,}8$ t und die Aufnahme desselben geachtet werden. Die Verbindung der Fußgelenke mit dem Horizontalträger T, welcher den Bogenschub in die Hauptträger der festen Brücke überleitet, sowie die Verankerung zeigt Abb. 5. Der untere feste Teil des Gelenkes ist aus Abfällen von Dip.-Trägern gebildet, deren Stege mit Blechlaschen verdickt sind; der obere Teil besteht aus Stahlguß, der Bolzen aus Flußstahl.

Das Scheitelgelenk aus Stahlguß, Abb. 8, ist so kon-



**Abb. 10. Fertige Brücke bei geöffneter Klappe.**

struiert, daß die das Gelenk bildende Verzahnung bei sich schließender Brücke leicht ineinandergleitet. Um den Brückenwärtern, welche die Brücke schließen, die Beurteilung zu erleichtern, ob das Scheitelgelenk richtig ineinandergreift, sind in Brückenmitte am Geländer beider Klappenteile rote Pfeile angebracht, die einander genau gegenüberstehen müssen, wenn das Gelenk richtig geschlossen ist. Zum Schutz gegen unbefugtes Öffnen der Klappe ist im Scheitel ein einfacher Schubriegelverschluß vorgesehen, welcher mit Hängeschloß gesichert werden kann.

Das Gegengewicht besteht aus einem vierwandigen Gitterträger, welcher mit Beton und nach Bedarf in diesen eingebettetem Eisenschrott ausgefüllt wird. Der Schrott dient gleichzeitig zur leichten Austarierung der Klappe (Abb. 2).

Der Antriebsmechanismus ist in Abb. 9 dargestellt. Er besteht aus einem Stahlritzel a, welches in eine gebogene Zahnstange b von 2,00 m Radius mit Innenverzahnung eingreift. Die Zahnstange ist aus U-Eisen mit eingenieteten flußeisernen Zahnkranzsegmenten hergestellt. Der größte Zahndruck, für den der gesamte Antriebsmechanismus berechnet wurde, beträgt 3,7 t. Das Antriebsritzel sitzt fest auf einer horizontalen Welle mit einem Schneckenrad c, in welches eine Schnecke d mit vertikaler Achse eingreift. Die vertikale Schneckenachse e läuft in ihrem oberen Ende in ein Vierkant f von 50 + 50 mm ⌀ aus. Soll die Brücke bewegt werden, so wird ein aus Gasrohr mit 2 Handarmen gebildeter Drehstern g mit einem hohlen Vierkant auf das Vierkant der Schneckenwelle gesteckt und je nach der herrschenden Windstärke von 1 oder 2 Mann gedreht. Die Schneckenachse liegt in der Achse der festen Brücke; zur Vermeidung von Verwürgungen sind Ritzel und Zahnsegmente doppelt symmetrisch zur Brückenachse ausgeführt worden.

Um Überlastungen der maschinellen Teile zu verhüten, ist zwischen Antriebsschneckenwelle und Schneckenrad eine sogenannte Rutsch- oder Schleifkupplung eingeschaltet, die bei Überlastung gleitet und das Getriebe ausschaltet, ohne die Klappe abstürzen zu lassen.

Die bei der Übergabe der Brücke ausgeführten Proben hatten sowohl hinsichtlich der Stabilität der geschlossenen Dreigelenkbogenbrücke unter den vorgeschriebenen Belastungen als auch für den Antriebsmechanismus ein sehr gutes Ergebnis. Bei mäßigem Winde wurde für das Öffnen und Schließen der Klappe die sehr kurze Zeit von je 1 Minute gebraucht, wobei an dem Drehstern jeder Klappenhälfte nur 1 Mann ohne besondere Kraftanstrengung tätig war.

Über die beiden festen Brücken ist wenig Besonderes zu erwähnen. Die Auflager derselben sind wegen der Überleitung des Klappenhorizontalschubes selbstverständlich sämtlich fest, was bei den verhältnismäßig kleinen Spannweiten und der Lage der gesamten Eisenkonstruktion unter der Fahrbahn unbedenklich ist. Außerdem sind die Strompfeiler der Brücke so ausgeführt, daß sie geringe Pendelbewegungen ohne Schaden mitmachen können.

Die Brücke ist seit nahezu 1 Jahr im Betriebe und hat sich vorzüglich bewährt. Sie wurde nach dem Entwurf des Verfassers von Breest & Co., Berlin, ausgeführt. Die maschinellen Teile lieferte Paul Weyermann, Berlin-Tempelhof.

Das Gesamtgewicht der 40 m langen und 5,5 m breiten Brücke betrug 49 t, wovon auf die zweiarmige Klappbrücke von 15,4 m Spannweite rd 20 t entfielen.

Die Kosten der eisernen Brücke waren seinerzeit nur unwesentlich höher wie die der ursprünglich von der Werft geplanten festen hölzernen Brücke; sie betrugen rund 280000 M.[1]), wovon auf den Antriebsmechanismus 55000 M. entfallen.

Die photographische Aufnahme, Abb. 10, zeigt die Brücke mit geöffneter, Abb. 11 mit geschlossener Klappe.



**Abb. 11. Fertige Brücke bei geschlossener Klappe.**

Der Zusammenbau sowohl der festen Brücken als auch der Brückenklappe erfolgte auf dem Lande, das Einbauen geschah mit Hilfe eines Hafenkranes, welcher die fertigen Brücken unmittelbar auf die Auflager aufsetzte.

Das Eintauchen des Gegengewichts bei vollkommen geöffneter Klappe und hohem Wasserstand, Abb. 10, ist insofern ohne Bedeutung, als hierdurch lediglich das Übergewicht auf der Gegengewichtsseite etwas vermindert wird, der Antriebsmechanismus also im letzten Stadium des Öffnens bzw. beim Beginn des Schließens Entlastung erfährt.

Das Lichtbild Abb. 10 wurde bei sehr hohem Wasserstand aufgenommen.

---

1) Zur Zeit der Bestellung im November 1920 war der Preis des Stabeisens 2500 M. pro Tonne.

# DER EINFLUSS DER QUERKRAFT UND DER WIDERLAGERBEWEGUNG AUF DIE BERECHNUNG DER WÄRMESPANNUNGEN IN GEWÖLBTEN BRÜCKEN.

*Von Ing. Rudolf Kern, Oberbaurat der Südbahn-Gesellschaft in Mödling bei Wien.*

***Übersicht:*** Der Einfluß von Querkraft und Widerlagerbewegung wächst mit zunehmender Gewölbeplumpheit. Daher wird die Rechnung mit der üblichen Annahme starrer Kämpfer mit abnehmender Stützweite immer unrichtiger.

## 1. Querkräfte.

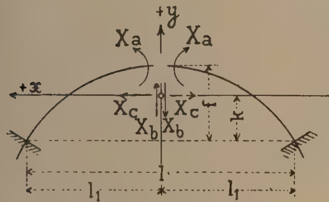



Abb. 1.

Für den eingespannten, gelenklosen Bogen (Abb. 1) ist nach Müller-Breslau der Einfluß von Wärmewechsel und Widerlagerbewegung gegeben durch

$$\left.\begin{aligned} L_a - \delta_{at} &= -X_a\,\delta_{aa} \\ L_b - \delta_{bt} &= -X_b\,\delta_{bb} \\ L_c - \delta_{ct} &= -X_c\,\delta_{cc} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (1$$

Für $X_a = -1$ ist $M_a = -1$, $N_a = 0$, $Q_a = 0$,
für $X_b = -1$ ist $M_b = -x$, $N_b = -\sin\psi$, $Q_b = \cos\psi$,
für $X_c = -1$ ist $M_c = y$, $N_c = \cos\psi$, $Q_c = \sin\psi$.

Daraus erhält man für ein symmetrisches Gewölbe bei gleichmäßiger Erwärmung um t°[1])

$$\delta_{at} = 0,\ \delta_{bt} = 0,\ \delta_{ct} = \alpha\, t\, l,\ \delta_{aa} = \int \frac{ds}{EJ},$$

$$\delta_{bb} = \int x^2 \frac{ds}{EJ} + \int \sin^2\psi \frac{ds}{EF} + \varkappa \int \cos^2\psi \frac{ds}{GF},$$

$$\delta_{cc} = \int y^2 \frac{ds}{EJ} + \int \cos^2\psi \frac{ds}{EF} + \varkappa \int \sin^2\psi \frac{ds}{GF}.$$

Mit einer früher angewendeten Bezeichnungsweise ist[2])

$$T_s = T = \int y^2 \frac{ds}{J} = \beta \frac{l^3}{J_s}, \qquad F_1 = \int \frac{ds}{F} = \gamma \frac{l}{F_s},$$

$$F_2 = \int \cos^2\psi \frac{ds}{F} = \delta \frac{l}{F_s}, \qquad F_3 = \int \sin^2\psi \frac{ds}{F} = F_1 - F_2,$$

außerdem ist
$$\int \frac{ds}{J} = \vartheta \frac{l}{J_s},$$

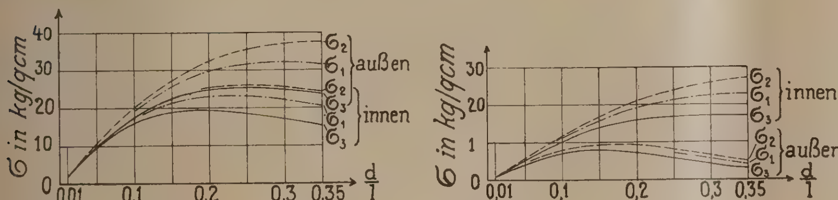



**Abb. 2.** Kreisgewölbe gleicher Stärke, $\frac{t}{l} = \frac{1}{\eta}$; Wärmespannungen für Kämpfer (links) und Scheitel (rechts).

wo $F_s$ und $J_s$ Fläche und Trägheitsmoment im Scheitel bedeuten.

Für den rechteckigen, unbewehrten Querschnitt ist $\varkappa = 1{,}2$, $\frac{J_s}{F_s} = \frac{d_s^2}{12}$; mit der Querdehnungszahl $m = {}^{10}/_3$ ist das Verhältnis der Elastizitätsziffern für Normal- und Schubspannungen

$$\frac{E}{G} = 2{,}6,\ \varkappa \frac{E}{G} = 3{,}12,$$

und man erhält

$$E\,\delta_{cc} = T + F_2 + 3{,}12\,F_3 = \frac{1}{\tau} \cdot \frac{l^3}{J_s}$$

wo
$$\frac{1}{\tau} = \beta \left[1 + \frac{1}{12\,\beta}\left(\frac{d_s}{l}\right)^2 (3{,}12\,\gamma - 2{,}12\,\delta)\right].$$

Bei unnachgiebigen Widerlagern ist $L = 0$, $X_a = 0$, $X_b = 0$, und die Bogenkraft aus Wärmewechsel beträgt:

$$X_c = H_3 = \frac{E\,\alpha\, t\, l}{T + F_2 + \varkappa \frac{E}{G} F_3} = \frac{E\,\alpha\, t\,\tau\, J_s}{l^2}.$$

Bezieht man y auf die Kernpunkte und drückt das Widerstandsmoment eines Querschnittes durch das des Scheitels aus, $W = \omega\, W_s$, so erhält man für einen beliebigen Querschnitt als Randspannungen durch Wärmewechsel:

$$\sigma_3 = \frac{H_3\, y}{W} = \frac{E\,\alpha\, t\,\tau}{2\,\omega} \cdot \frac{y}{l} \cdot \frac{d_s}{l}$$

Hier ist also auf Normal- und Querkraft Rücksicht genommen. Bekanntlich vernachlässigt man gewöhnlich die Querkraft und rechnet mit $H_1 = \frac{E\,\alpha\, t\, l}{T + F_1}$ oder mit $H_2 = \frac{E\,\alpha\, t\, l}{T + F_2}$.

Setzt man $E = 140\,000$ kg/cm², $\alpha = 0{,}000\,012$, $t = 10^0$ C, so ist für ein Kreisgewölbe gleicher Stärke mit $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$ Pfeilverhältnis

$$\omega = 1,\ \tau = \frac{152{,}0529}{1 + 22{,}1959\left(\frac{d}{l}\right)^2},\quad \sigma_3 = 8{,}4\,\tau \cdot \frac{y}{l} \cdot \frac{d}{l} \text{ in kg/cm}^2.$$

Diese Spannungen sind in Abb. 2 für Kämpfer und Scheitel dargestellt. Zum Vergleiche sind auch die dem $H_1$ und $H_2$ entsprechenden Randspannungen $\sigma_1$ und $\sigma_2$ eingetragen, die der Abb. 7 der Arbeit 3 entnommen sind. Wie zu erwarten war, liegt $\sigma_1$ dem $\sigma_3$ näher, während $\sigma_2$ zu ungünstig ist.

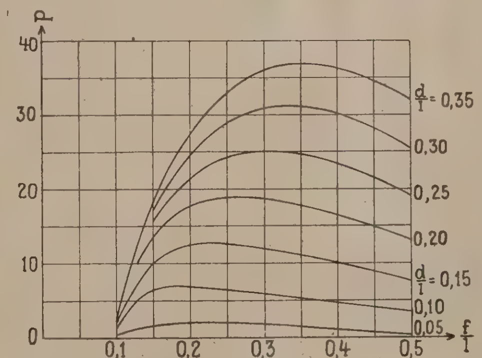



**Abb. 3.** Kreisgewölbe gleicher Stärke; Fehlerlinien p infolge Vernachlässigung der Querkraft.

Der Fehler, den man bei den Wärmespannungen und den gleich gearteten Spannungen begeht, wenn man die Querkraft vernachlässigt und mit $H_1$ rechnet, beträgt in Hundertteilen

$$p = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3} \cdot 100.$$

Die Fehlerlinien p sind in Abb. 3 für das Kreisgewölbe gleicher Stärke zusammengestellt. Es zeigt sich, daß zwar

[1]) Die Krümmung des Stabes wird berücksichtigt bei Gaber, Bau und Berechnung gewölbter Brücken. Der Einfluß der Krümmung ist ... selbst bei plumpen Gewölben nicht groß und wird daher wie üblich vernachlässigt.

[2]) Der Bauingenieur 1922, H. 16, S. 497, enthält die Werte β, γ, δ. Diese Abhandlung, in der Abb. 10/b und 10/c verwechselt sind, wird im folgenden als Arbeit 3 bezeichnet.

bei plumpen Gewölben die Querkraft von großem Einflusse ist, daß aber der Fehler doch selbst für $\frac{d}{l} = 0{,}1$ den Betrag von 7 vH nicht übersteigt. Der Fehler ist bei $\frac{f}{l} = 0{,}1$ ganz unbedeutend, steigt dann rasch an, erreicht jedoch den Größtwert nicht für ein bestimmtes Pfeilverhältnis, weil dabei die Schlankheitsziffer $\frac{l}{d}$ von Einfluß ist.

In Arbeit 3 wurde nachgewiesen, daß die Wärmespannungen nach der üblichen Rechnung bei den kleinsten Gewölben am größten sind. In Abb. 4 sind oben die d-Linien der Abb. 8 der Arbeit 3 wiederholt. Mit Hilfe der Abb. 2 sind darunter die Zugspannungen im Kämpfer außen eingetragen. Die Berücksichtigung der Querkraft kann das erwähnte Ergebnis nur mildern, aber nicht aufheben.

2. Widerlagerbewegungen.

Verschieben sich die Kämpferquerschnitte wagerecht um $\xi_A$ und $\xi_B$ nach rechts, senken sie sich um $\eta_A$ und $\eta_B$, drehen sie sich um $\varepsilon_A$ und $\varepsilon_B$ nach rechts, so ist nach Müller-Breslau in Gleichung (1) einzusetzen:

$$L_a = \varepsilon_B - \varepsilon_A$$

$$L_b = -\frac{1}{2}(\varepsilon_B + \varepsilon_A) + \eta_B - \eta_A$$

$$L_c = k\ (\varepsilon_B - \varepsilon_A) + \xi_B - \xi_A$$

Unter Kämpferfuge ist selbstverständlich nicht nur die Fuge am unteren Ende des Gewölbeschenkels zu verstehen, sondern jenes Bauteiles, der eben noch in die Gewölbeberechnung einbezogen wird, gegebenenfalls also auch die Baugrundfuge. Dementsprechend ist unter Widerlager der unter dieser Fuge liegende Teil, gegebenenfalls also auch der Baugrund zu verstehen.

Bei gleichmäßiger Erwärmung und gleichem Baugrunde gehen in beiden Widerlagern dieselben Bewegungen vor sich.

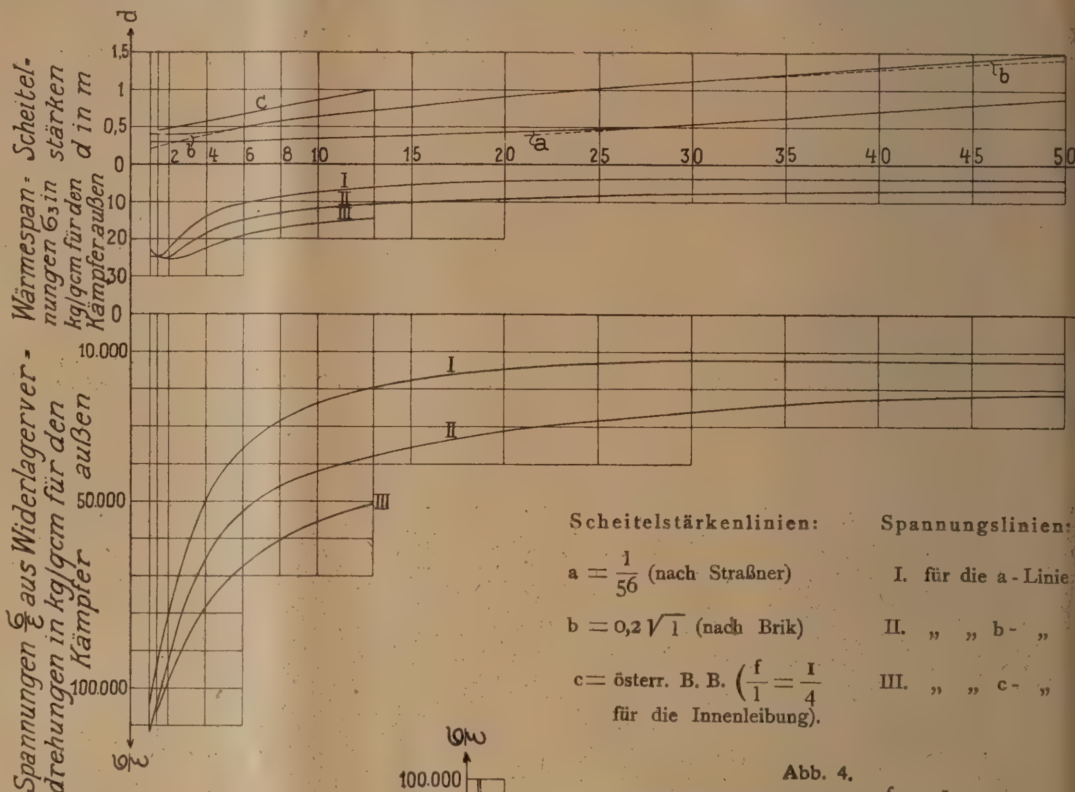



Abb. 4. Kreisgewölbe gleicher Stärke, $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$; Änderung der Spannungen aus Wärmewechsel und Widerlagerverdrehung mit der Stützweite.

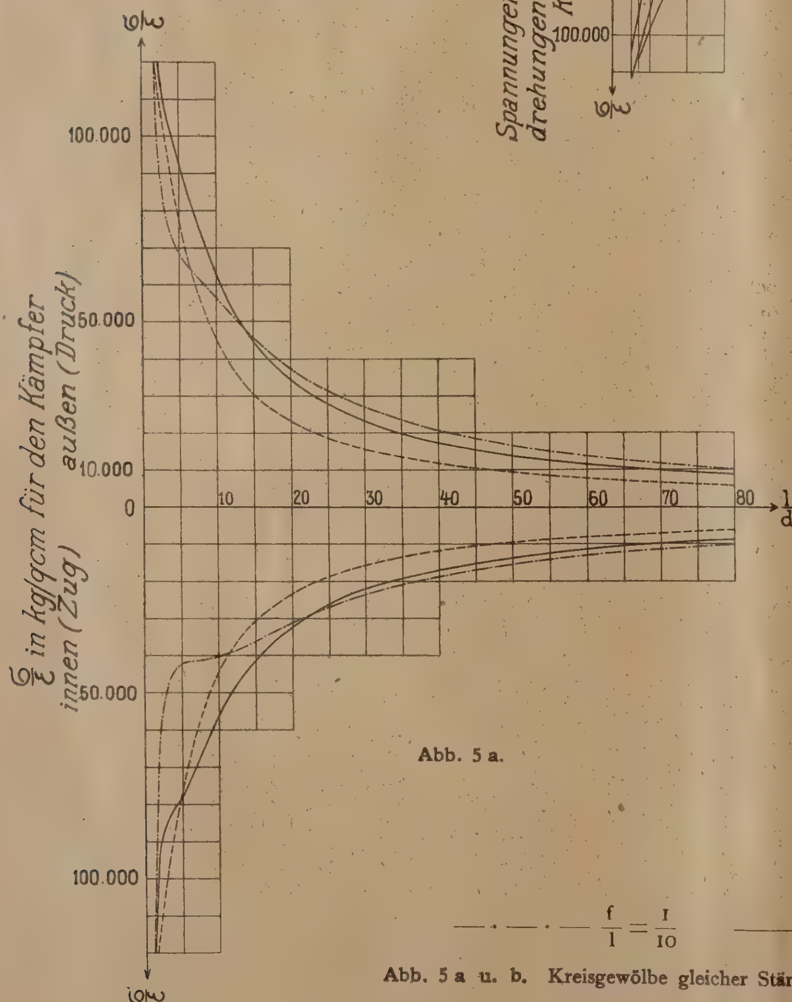



Abb. 5 a.

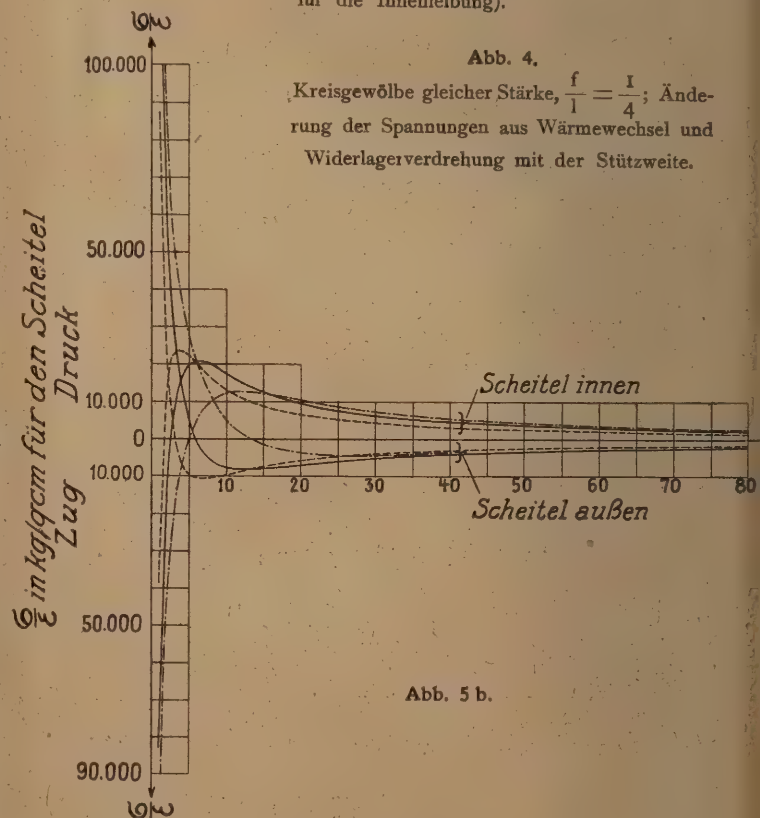



Abb. 5 b.

—·—·— $\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$ ———— $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$ – – – – $\frac{f}{l} = \frac{1}{2}$

Abb. 5 a u. b. Kreisgewölbe gleicher Stärke, Spannungen aus Widerlagerverdrehung nach innen:

Es ist am übersichtlichsten, wenn jede Bewegung getrennt behandelt und t = o gesetzt wird.

Bei gleichmäßiger Senkung der Widerlager ist $\eta_A = \eta_B$, und daher sind sämtliche X = o, was ja selbstverständlich ist.

Verschieben sich die Widerlager um das gleiche Maß $\xi$ nach innen oder außen, so ist wegen

$$\xi_B - \xi_A = \mp 2\xi = \mp \Delta l$$

$$X_a = 0, X_b = 0, X_c = H = \frac{\Delta l}{\delta_{cc}} = \pm \frac{E \Delta l}{T + F_2 + \varkappa \frac{E}{G} F_3}.$$

Die wagerechten Verschiebungen der Widerlager wirken sonach in derselben Weise wie Wärmeschwankungen und brauchen daher nicht weiter untersucht zu werden. Die daraus sich ergebenden Spannungen werden mit abnehmender Stützweite immer größer. Einer Verschiebung der Kämpfer nach außen entspricht die Wärmeabnahme.

Drehen sich die Widerlager um die gleichen Winkel $\varepsilon$ nach einwärts, so ist

$$X_a = M = \frac{2\varepsilon}{\delta_{aa}}, X_b = 0, X_c = H = \frac{2\varepsilon k}{\delta_{cc}}.$$

Setzt man M und H zusammen, so liegt H oberhalb der x-Achse im Abstande

$$a = \frac{M}{H} = \frac{1}{k} \cdot \frac{\delta_{cc}}{\delta_{aa}} = \frac{l^2}{k \tau \vartheta}$$

Bedeutet wieder y die Ordinate des Kernpunktes (+ über der x-Achse), so ist die Randspannung infolge der Widerlagerverdrehung in einem beliebigen Querschnitt:

$$\sigma = \frac{H(a-y)}{W} = \frac{E\varepsilon}{\omega \vartheta} \cdot \left(1 - \frac{k y}{l^2} \vartheta \tau\right) \cdot \frac{d_s}{l}$$

Hier sind also ebenfalls Normal- und Querkraft berücksichtigt. Bei Verdrehung nach außen ändert sich nur der Sinn, nicht aber die Größe der Spannungen.

Diese Spannungen sind in Abb. 5 für Kämpfer und Scheitel kreisförmiger Gewölbe gleicher Stärke dargestellt. Es ergibt sich z. B. für $\frac{f}{l} = 1/4$ mit den schon angegebenen Werten für E, $\omega$, $\tau$ und $\vartheta = \gamma$

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = 120\,781{,}3 \left(1 - 0{,}190\,329\,\tau \frac{y}{l}\right) \frac{d}{l} \text{ in kg/cm}^2.$$

Die Kämpferspannungen wachsen bei plumpen Gewölben sehr stark. Da die Gewölbe kleiner Stützweite immer plumper werden müssen, so müssen auch die Kämpferspannungen aus Widerlagerverdrehung für denselben Winkel mit abnehmender Stützweite immer größer werden. Das ist im untersten Teil der Abb. 4 ersichtlich, wo für die drei Scheitelstärkenlinien a, b, c mit Hilfe der Abb. 5 die zugehörigen Spannungslinien $\frac{\sigma}{\varepsilon}$ für den Kämpfer außen eingetragen sind. Nur wenn $\frac{d}{l}$ ein Festwert ist, wie z. B. bei der a-Linie für l > 28 m, bleiben die $\frac{\sigma}{\varepsilon}$ für alle Stützweiten gleich groß.

Es sind somit die kleinen Gewölbe gegen Verdrehungen und auch gegen wagerechte Verschiebungen der Widerlager bedeutend empfindlicher als große, schlanke Gewölbe.

Für Querschnitte unterhalb der x-Achse und etwas darüber gilt dasselbe wie für den Kämpfer. Für den Scheitel und dessen benachbarte Querschnitte gilt dieses einfache Gesetz nur bis $\frac{l}{d} = 12$ bis 3, weil mit zunehmender Plumpheit H über den Scheitel hinaus steigt, so daß Spannungswechsel eintritt.

Aus Abb. 5 ergibt sich auch, daß die Spannungen aus Verdrehungen der Widerlager im allgemeinen umso größer werden, je flacher die Gewölbe sind. Eine Ausnahme besteht nur beim Scheitel innen und bei sehr plumpen, für gewöhnlich nicht in Betracht kommenden Gewölben.

In Arbeit 3 ist nachgewiesen worden, daß die Kämpferfuge bei Wärmewechsel nicht starr bleiben kann. Wenn wir trotzdem mit starren Kämpfern rechnen, so wird die Rechnung ungenau, denn wir vernachlässigen dabei den Verdrehungswinkel des Widerlagers, und der dadurch begangene Fehler wird umso größer, je kleiner die Stützweite oder je flacher das Gewölbe ist, während er bei großen Stützweiten oder bei großen Pfeilverhältnissen belanglos ist. Denn die Nachgiebigkeit des Widerlagers wirkt für die meisten Querschnitte entlastend. Es entsteht z. B. im Kämpfer außen durch Abkühlung Zug; das Widerlager dreht sich nach einwärts und erzeugt an derselben Stelle Druck. Die entlastende Wirkung hängt aber nicht nur von der Schlankheitsziffer, sondern auch vom Pfeilverhältnisse ab. Nur bei sehr plumpen Gewölben wird im Falle der Abkühlung im Scheitel außen durch die Widerlagerverdrehung nach innen ebenfalls Druck hervorgerufen (Abb. 5), der hier infolge Zusammenziehung des Gewölbes entstandene Druck also verstärkt.

Die folgende Rechnung soll bloß ein Bild von der Größe der durch das Nachgeben der Widerlager erzeugten Spannung geben. Bei dem Durchlaß der Abb. 6 entsteht durch eine Abkühlung von 10°C im Kämpfer außen 16,7 kg/cm² Zug, wenn man mit starren Widerlagern rechnet[3]). Nimmt man an, daß sich das Widerlager nach Abb. 10/c der Arbeit 3 um die Mitte F der Baugrundfuge frei dreht und die Kämpfermitte das K Lot nicht verlassen soll (Lage K'' in Abb. 6), so ergibt sich aus der wagerechten Zusammenziehung des Widerlagerkopfes $\Delta b = \alpha t b = 0{,}000\,012 \times 10 \times 1408 = 0{,}169$ mm, $\beta = 0{,}000\,03873 = 8''$ und eine entlastende Druckspannung von nur 2,2 kg/cm². Die Kämpfermitte wird aber nicht im Lote stehen bleiben, sondern durch das sich zusammenziehende Gewölbe weiter nach einwärts mitgenommen. Die Grenzlage ergäbe sich, wenn die Kämpfermitte außer der Bewegung bis zur Lage K'' noch die Gewölbezusammenziehung vollständig mitmachen könnte (Lage K'''). Dann wäre $\Delta l_1 = 0{,}000\,012 \times 10 \times 6492 = 0{,}779$ mm, $\gamma = 0{,}000\,217 = 45''$ und die entlastende Druckspannung 12,1 kg/cm². Diese Rechnung ist nicht richtig, denn es ist der Biegewiderstand des Widerlagers und der Zusammenhang zwischen Widerlager und Gewölbe nicht berücksichtigt worden, $\beta$, $\gamma$ und damit die entlastenden Spannungen würden mit abnehmender Widerlagerhöhe immer größer. In Wirklichkeit werden die Kämpfermitten weder die Lage K'' noch die Lage K''' einnehmen, sondern jene Lage, die sich aus der kleinsten Formänderungsarbeit des ganzen Bauwerkes ergibt. Man erhält sie, wenn man Widerlager und Gewölbe gemeinsam behandelt. Es ist bereits an anderer Stelle[4]) nachgewiesen worden, daß es in unserem Falle unzulässig ist, die Bewegungen gemauerter Widerlager in der Form von Zusatzspannungen zu berücksichtigen.

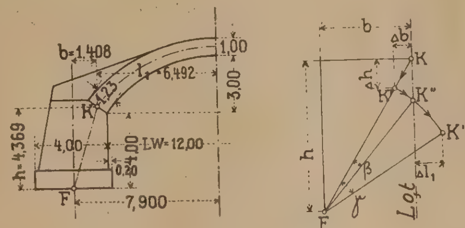


Abb. 6.

Daß die Widerlagerbewegungen nicht ausreichen, um in allen Fällen die unmöglich hohen Wärmespannungen auf ein wahrscheinliches Maß zurückzuführen, wurde schon in Arbeit 3 hervorgehoben. Selbst wenn man Gewölbe und Widerlager gemeinsam behandelt und den Widerlagern ganz freie Beweglichkeit im Baugrunde zugesteht, das ganze Bauwerk also wie einen Zweigelenkbogen behandelt, so ergibt sich doch wieder die gleiche Erscheinung, daß die kleinen dicken Zwei-

[3]) Beton und Eisen 1922, H. 18, S. 252.
[4]) Der Bauingenieur 1922, H. 8, S. 239.

gelenkbogen die größten Wärmespannungen aufweisen[5]). Hierdurch wird selbstverständlich die Tatsache nicht berührt, daß die Wärmespannungen geringer werden, sobald durch die Einbeziehung der Widerlager in die Gewölbeberechnung das Pfeilverhältnis verbessert oder die Stützweite vergrößert wird.

Es hat sich gezeigt, daß die Spannungen aus Wärmewechsel, Schwinden, wagerechter Verschiebung und Verdrehung der Kämpfer mit abnehmender Stützweite und mit abnehmendem Pfeilverhältnisse immer größer werden, die letztgenannten Spannungen mit einer Einschränkung bezüglich des Scheitels. Das ergibt sich daraus, daß die Zähler von H, das sind $\alpha\, t\, l$, $\Delta l$ und $2\, \varepsilon\, k$, gleich gebaut sind, nämlich gleich $\chi\, l$. Daher haben alle diese Spannungen die Form

$$\sigma = E\, \varrho\, \tau\, \frac{y'}{l} \cdot \frac{d_s}{l}, \text{ wo } \varrho = \frac{\chi}{2\,\omega},$$

$\tau$ von der Schlankheitszahl abhängt und $y'$ den Abstand des Kernpunktes von H bzw. von dem mit M zusammengesetzten H bedeutet. Entscheidend ist der letzte Faktor $\frac{d_s}{l}$, denn $\tau$ wird zwar mit abnehmendem $\frac{d_s}{l}$ größer, für die meisten Gewölbe aber doch nicht so schnell wie $\frac{d_s}{l}$. Es muß neuerlich daran erinnert werden, daß E selbst von $\sigma$ abhängt und daß es daher sinnlos ist, bei unbewehrten Gewölben Zugspannungen von 20 bis 30 kg/cm² herauszurechnen, ohne auf die Veränderlichkeit von E Rücksicht zu nehmen[6]).

Bei allen diesen Spannungen ist also beim gleichen Pfeilverhältnis nicht die Stützweite an und für sich, sondern die Schlankheitsziffer $\frac{l}{d_s}$ bzw. das Verhältnis $\frac{l}{i}$ maßgebend. Der Einfluß der Gewölbestärke besteht jedoch nicht darin, daß durch die Berücksichtigung von Querdehnung und Stabkrümmung eine bedeutende Änderung der für den geraden Stab berechneten Spannungen zu erwarten ist, denn bei der Berechnung eines Gewölbes als gekrümmter Stab werden für jeden Querschnitt Moment und Normalkraft als gegebene, nicht mehr veränderliche Größen vorausgesetzt. In Wirklichkeit sind aber M und N erst aus dem Gewölbe zu ermitteln, sie hängen wesentlich von den Berechnungsannahmen ab. Nun können zwar plumpe Gewölbe infolge ihrer größeren Steifigkeit die Formänderungen, die sich aus Wärmewechsel, Schwinden oder Widerlagerbewegungen ergeben, nicht so leicht mitmachen wie schlanke Gewölbe, sie haben daher im allgemeinen auch größere Spannungen. Jedoch dürfen wir die für schlanke Gewölbe zulässigen Annahmen oder Vereinfachungen der Rechnung nicht ohne weiteres auf plumpe Gewölbe übertragen, sonst erhalten wir eben in vielen Fällen Spannungen, deren Größe mit der Erfahrung im Widerspruch steht; oder wir müßten, wenn wir aus Vergleichsgründen alle Gewölbe in gleicher Weise berechnen wollen, das für die genannten Spannungen zulässige Maß von der Schlankheitszahl abhängig machen, was nicht ganz einfach sein dürfte[7]).

Als weitere Folgerung ergibt sich, daß bei der gleichen mittleren oder kleinen Stützweite die genannten, mit den üblichen Annahmen errechneten Spannungen bei einem Bruchstein- oder Stampfbetongewölbe weniger richtig sind als bei einem Eisenbetongewölbe, und bei diesem wieder weniger richtig als bei einem dünnen Stahlbogen. Ähnliches gilt hinsichtlich des Pfeilverhältnisses.

Wir müssen uns auch daran gewöhnen, Gewölbe trotz gleicher Spannweite und Form als verschiedene Gebilde anzusehen, sobald sie nicht auch nahezu die gleichen Widerlager und den gleichen Baugrund aufweisen[8]).

Zusammenfassend können wir sagen, daß wir bisher bei bestimmten Gewölben zu ungünstig gerechnet, das heißt aber nichts anderes, als mit einem größeren Aufwande an Baustoff gebaut haben. Wir werden in Zukunft den Einfluß der Widerlager und des Baugrundes, gegebenenfalls auch den Einfluß der Elastizitätsziffer mehr als bisher beachten müssen.

[5]) Der Nenner $\delta_{c\,c} = \frac{1}{E}\left(T + F_2 + \varkappa \frac{E}{G} F_3\right)$ bleibt für beide Bogenarten grundsätzlich derselbe, nur daß sich T beim Zweigelenkbogen auf die Kämpferachse bezieht. Untersucht man wieder Kreisgewölbe gleicher Stärke mit $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$, so ergibt sich, daß die Scheitelspannungen durch Wärmewechsel beim Zweigelenkbogen im allgemeinen zwar kleiner bleiben als beim eingespannten Bogen, daß sie aber mit zunehmender Gewölbeplumpheit rascher anwachsen.

[6]) Beton und Eisen 1922, S. 280.

[7]) Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 1923, S. 17.

[8]) Nach den Angaben Terzaghis ist auch bei Stützmauern der Baugrund von wesentlichem Einflusse. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1921, S. 240.

---

# DAS KRAFTWERK VÖHRENBACH. DIE ERSTE EISENBETONSTAUMAUER IN DEUTSCHLAND.

*Von Dr.-Ing. Fritz Maier, Karlsruhe i. B. und Dr.-Ing. Kammüller, Obering. im Ingenieurbüro Dr. Maier, Karlsruhe.*

Bei Vöhrenbach im Schwarzwald befindet sich zurzeit eine Wasserkraftanlage im Bau, die, wenn auch nicht gerade durch ihren Umfang, so doch in verschiedener Hinsicht bemerkenswert ist. Eine kurze Beschreibung dürfte deshalb nicht ohne Interesse sein.

Die Anlage, die von der Stadtgemeinde Vöhrenbach erbaut wird, ist ein Hochdruckspeicherwerk und nutzt die Wasserkräfte der Linach, eines kleinen Seitenflusses der Breg, aus. Sie liegt also in dem Zuflußgebiet der oberen Donau, das wegen des flacheren Formationscharakters des Ostabfalles des Schwarzwaldes im allgemeinen bzgl. der Gefällsverhältnisse weniger günstig ist als das Zuflußgebiet des Rheines.

Das Wasser der Linach wird aus einem Einzugsgebiet von 11,7 km² etwa 2 km oberhalb ihrer Einmündung in die Breg in einem Staubecken gefaßt, von diesem erst durch einen 340 m langen Stollen, hernach durch eine 1650 m lange Hangrohrleitung einem Wasserschloß zugeführt, von da durch eine Fallrohrleitung von 234 m nach dem Krafthaus geleitet, das dicht beim Einfluß der Linach in die Breg zu stehen kommt. Auf eine Länge von 2 km werden so rd 80 m Gefälle gewonnen (Abb. 1 a u. 1 b.)

Die Anlage befindet sich bei ihrer mittleren Höhenlage von 900 m in einem sehr niederschlagreichen Gebiet. Der große Waldreichtum der Gegend beeinflußt außerdem die Abflußverhältnisse in günstigem Sinne, und so erklärt sich der verhältnismäßig große mittlere Zufluß von 32,3 l/sek auf den km². Der Zufluß konnte leider während längerer Zeit nicht direkt gemessen werden. Ein Meßwehr in der Linach selbst wurde zwar auf Veranlassung der Oberbauleitung im Jahre 1921 errichtet und seitdem Messungen daran durchgeführt. Für die vorhergehenden Jahre läßt sich ein ziemlich zuverlässiges Bild der Abflußverhältnisse durch Benutzung der Ergebnisse des staatlichen Registrierpegels in Hammereisenbach gewinnen. Das Flußgebiet des Eisenbaches liegt nur wenige Kilometer von dem der Linach entfernt. Vergleicht man für die Zeit, für die an der Linach Messungen vorliegen, die beiden Flußgebiete miteinander, so zeigt sich an der Linach der mittlere Zufluß auf den km² um 8 vH. höher als am Eisenbach, was sich durch größeren Waldreichtum und durch die Höhenlage erklären läßt. Unter Berück-

sichtigung dieses höheren Zuflusses kann man die Abflußverhältnisse der Linach aus denen des Eisenbaches erschließen. Als Mittel aus den letzten 10 Jahren erhält man auf diese Art, wie schon erwähnt, 32,3 l/sek auf den km² oder rd 380 l/sek für das gesamte Einzugsgebiet. Dem entspricht der Jahreszufluß von 11,76 Mill. cm³ und eine mittlere Jahresleistung von 1,66 Mill. kWh.

Das Staubecken faßt 1,1 Mill. cbm, also nur etwas über 9 vH. des Jahreszuflusses. Der Waldboden wirkt jedoch schon an und für sich ausgleichend auf den Zufluß ein, so daß trotz des relativ kleinen Staubeckeninhaltes sich für die Jahre 1910 bis 1920 ein Ausgleich von 72 vH. ermöglicht und die stets vorhandene mittlere Kraftleistung pro Jahr 1,2 Mill. kWh beträgt.




Abb. 1a. Lageplan der Wasserkraftanlage bei Vöhrenbach.

Der Gedanke liegt nahe, das Werk später auf das Netz der Rheinkraftwerke arbeiten zu lassen. In diesem Falle würde sich eine fast vollkommene Ausnutzung erzielen lassen, da sich Hochgebirgs- und Mittelgebirgsgewässer vorteilhaft hinsichtlich ihrer Wasserführung ergänzen. Der Rhein als Alpenfluß hat seine Hochwasser im Sommer. Die Schwarzwaldwässer haben in dieser Zeit meist unter Wassermangel zu leiden und sind in den Regenmonaten des Spätjahres und in der Frühjahrsschneeschmelze besonders wasserreich. Beim Zusammenarbeiten ergänzen sich also Überschuß und Mangel gegenseitig, und die großen und teuren Speicherräume verlieren für den Jahresausgleich teilweise an Bedeutung.

Die aus der Linach zu gewinnende Kraft kann nun noch wesentlich gesteigert werden. Die Rheinwerke haben während der Nacht Überschußkraft, die zu billigerem Preise abgegeben wird. Hochdruckspeicherwerke bieten nun leicht die Möglichkeit, die überschüssige Nachtkraft in begehrte Tageskraft umzusetzen dadurch, daß mit dem Nachtstrom Wasser in das Staubecken hochgepumpt wird, das dann nach Bedarf in Tagesleistung umgesetzt werden kann. Solche Pumpspeicherung ist bei Murg und Schluchseewerk geplant, kommt aber in Baden zum ersten Male beim Linach-Werk zur Ausführung. Für die Pumpe selbst ist ein besonderer Antriebsmotor nicht notwendig, sie sitzt mit dem größten Stromerzeugungsaggregat auf einer Welle auf der der Turbine entgegengesetzten Seite des Motorgenerators und wird von diesem nach Abschalten der Turbine direkt angetrieben. Das Pumpwasser wird der vorüberfließenden Breg entnommen und in die Druckleitung hineingepreßt. Bei einer 400stündigen monatlichen Arbeitsleistung der Pumpe werden hierdurch 0,79 Mill. m³ gefördert, und die Monatsleistung des Werkes

Abb. 1b. Längenprofil der Wasserkraftanlage bei Vöhrenbach.

erhöht sich somit um 0,11, die Jahresleistung um 1,34 Mill. kWh, so daß im ganzen 3 Mill. kWh abgegeben werden können.

Weiterhin ist die Möglichkeit vorgesehen, im Krafthaus



Abb. 2. Staumauer aus Eisenbeton (Modell).

später noch eine Niederdruckturbine aufzustellen und von der Breg, die eine mittlere Wasserführung von 2 m³/sek hat, rd 18 m Gefälle auszunützen. Hierdurch würde die Jahresleistung um weitere 2,2 Mill. kWh erhöht werden. Die Niederdruckanlage hätte dann den Grundstrom zu liefern, könnte zur Nacht Akkumulierungsarbeit leisten, die Spitzenleistungen hätte die Hochdruckanlage zu decken. Das Werk stellt somit, wenn auch in kleinem Rahmen, doch eine interessante Kombination der verschiedenartigsten Möglichkeiten der Wasserkraftausnutzung dar.

Abb. 3 a. Grundriß der Sperrmauer mit Hochwasserüberlauf.

Von den Baulichkeiten dürfte wohl das meiste Interesse die Staumauer aus Eisenbeton beanspruchen, die erste dieser Art, die in Deutschland im Bau begriffen ist. Sie wird in der sogenannten aufgelösten Bauweise ausgeführt, stellt also ein gegliedertes Bauwerk dar, bei dem der Wasserdruck durch eine Reihe schief liegender Gewölbe aufgenommen und durch rippenartige Pfeiler auf den Felsuntergrund übertragen wird (Abb. 2). Ein solches Bauwerk kann nun in beinahe allen Teilen so bemessen werden, daß die Festigkeit des Baustoffes vollständig ausgenutzt wird, im Gegensatz zu den bisher meist üblichen Gewichtsmauern, bei denen es in erster Linie auf die Mauermasse ankommt, während die Festigkeit nur in den untersten Schichten und auch da nur bei großen Mauerhöhen voll ausgenützt werden kann. Bei einem Baustoff, wie Eisenbeton, der mit einer hohen Eigenfestigkeit eine leichte Formbildungsmöglichkeit vereinigt, ist eine solche aufgelöste Sperre eine direkt verlockende Aufgabe. Die amerikanischen Ingenieure haben sie auch sehr rasch mit der ihnen eigenen Kühnheit und Vorurteilslosigkeit in Angriff genommen und nun schon eine größere Zahl solcher Sperren zur Ausführung gebracht. In Europa ging man bedächtiger vor. Die Führung hatte hier Italien, das nun 2 solcher Sperren fertig, eine dritte mit der bedeutenden Höhe von 60 m (bei Chiara d'Ula sul Tirso auf Sardinien) im Bau hat. In Deutschland hat es an Projekten für solche Sperren nicht gefehlt.

Ob eine Sperrmauer aus Eisenbeton einer entsprechenden Vollmauer vorzuziehen ist, ist natürlich in erster Linie auch mit eine wirtschaftliche Frage. Die Vollmauer erfordert wesentlich mehr Mauermasse. Die Eisenbetonmauer wird dagegen durch Eiseneinlagen, Schalung und sorgfältigere Qualitätsarbeit verteuert. Im vorliegenden Fall braucht die Eisenbetonmauer bei einer Länge von 145 m und einer Höhe von 25 m eine Betonmasse von rd 6500 m³, für eine Vollmauer wären etwa 32500 m³, also rd das fünffache notwendig. Zieht man Eiseneinlagen, Schalung und Qualitätsarbeit noch in Betracht, so stellt sich die aufgelöste Mauer in diesem Falle immer noch rd. um die Hälfte billiger als die Vollmauer. Das Verhältnis verschiebt sich noch mehr zugunsten der Eisenbetonstaumauer, wenn man berücksichtigt, daß die Bauzeit für die letztere entsprechend den geringeren Massen wesentlich kürzer ist. Besonders kommt das in Betracht, wenn durch die

hohe Lage der Baustelle sich die Arbeitsmöglichkeit auf wenige Monate des Jahres zusammendrängt. Im vorliegenden Falle kann die aufgelöste Mauer etwa in der Hälfte der für die Vollmauer

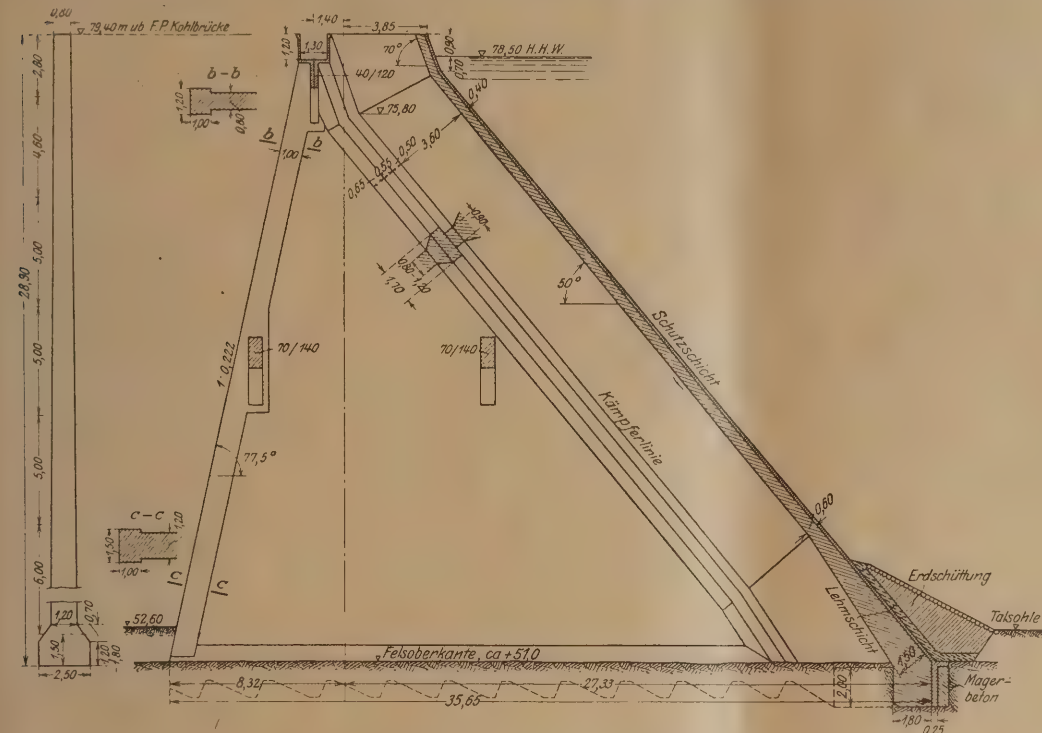



Abb. 3 b. Querschnitt der Sperrmauer.

erforderlichen Bauzeit errichtet werden. Was das an Ersparnis bedeutet, ist aus der rapid steigenden Preiskurve zu ersehen.

Als technischer Vorteil mag noch erwähnt werden, daß die Sorge wegen des hydrostatischen Sohlendruckes, die bei

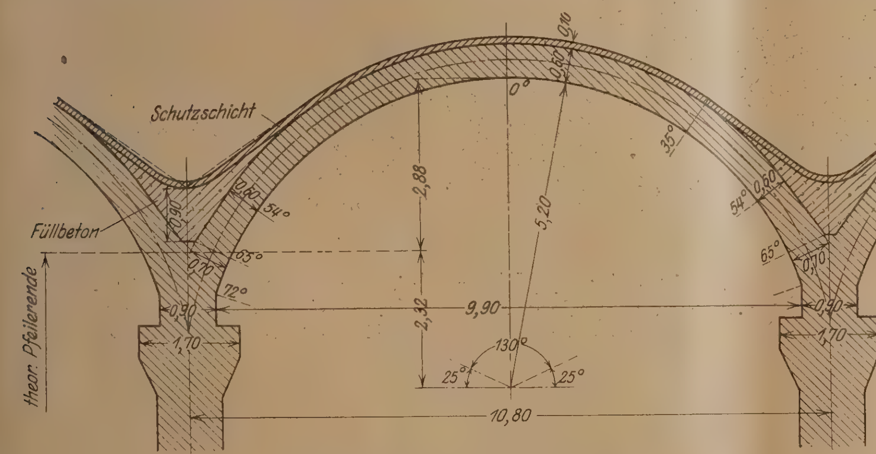



Abb. 3 c. Schnitt durch das Gewölbe.

Gewichtsmauern je nach den unsicheren Annahmen immer Mehrgewicht erfordert, hier ganz in Wegfall kommt. Unter den Pfeilern kann eine Wasserpressung nicht eintreten, in der schmalen Gewölbesohle der Herdmauer ist sie für die Stabilität ohne jede Bedeutung.

Die Gewölbe liegen unter einem Winkel von 50° gegen die Horizontale und sind durch einen Knick etwas steiler aufgezogen. Zur eigentlichen Druckübertragung dient das Traggewölbe, das Kreisbogenform mit etwas verstärkten Kämpfern hat und sich über einem Zentriwinkel von 130° stützt. Es ist eisenbewehrt und hat oben eine Stärke von 40 cm, die sich nach unten bis auf 60 cm vergrößert. Der konstant gehaltene Innenradius ist 5,2 m (Abb. 3a, b):

Das Traggewölbe soll entsprechend seiner Wichtigkeit vor allen direkten Einwirkungen und Angriffen des Wassers geschützt sein. Hierzu ist eine drahtbewehrte Schutzschicht darübergelegt. Gegen nachdurchsickerndes Wasser trägt das Traggewölbe auf einer Torkretschicht, die erfahrungsgemäß sehr dicht ist, noch einen Inertolüberzug. Der Zwickel über den Kämpfern ist zum Teil durch Magerbeton ausgefüllt, in dem das Sickerwasser nach unten ablaufen kann (Abb. 3c).

Bei der Bestimmung der Abmessungen ist eine höchste Druckspannung von 35 kg/cm² als zulässig angenommen worden. Bei der Art des Bauwerkes muß natürlich auch den Zugspannungen besondere Rücksicht zuteil werden. Der Beton muß unbedingt rissefrei bleiben, um die Eiseneinlagen vollständig rostsicher zu halten. Demgemäß sollten die Zugspannungen im Beton nirgends 10 kg/cm² überschreiten. Die Eiseneinlagen selbst wurden bei der Berechnung nicht in Rücksicht gezogen, sondern lediglich als weitere Sicherheit betrachtet. Die Gewölbe sind bei der Berechnung als eingespannt angenommen und die Spannungen in Schnitten quer zur Gewölbeachse berechnet worden. Außer dem Eigengewicht wurden noch Schwinden und Temperaturänderungen berücksichtigt in einem Maße, das über die preußischen Vorschriften hinausgeht. Bei der Berechnung des Wasserdrucks war außer einem auf den ganzen Bogen gleichmäßig wirkenden Druck noch die Zunahme des Drucks in Rechnung zu ziehen, die dadurch entsteht, daß die Kämpfer tiefer liegen als der Scheitel. Gerade die hierdurch verursachten Spannungen treten bei einer Kreisbogenform der Gewölbeaußenfläche ziemlich unangenehm in Erscheinung, werden aber durch die Ausfüllung der Gewölbezwickel über den Kämpfern sehr herabgemindert.

Auf die Einzelheiten der statischen Berechnung kann hier nicht eingegangen werden, sie seien einer späteren Veröffentlichung vorbehalten. Umfangreiche Voruntersuchungen haben jedoch gezeigt, daß ein Pfeilerabstand von 9 bis 12 m und ein Bogenzentriwinkel von 130° für die Gesamtspannungen etwa ein Optimum darstellen. Bei einer Verkleinerung der Bogenspannweite nehmen zwar die Wasserdruckspannungen ab, die Schwind- und Temperaturspannungen jedoch zu, das Umgekehrte ist bei einer Vergrößerung der Spannweite der Fall. Je nach den über Schwinden und Temperatur vorausgesetzten Annahmen ergibt sich so ein günstigster Pfeilerabstand. Große Schwierigkeiten für die Berechnung bildet der Übergang des Gewölbes in die Herdmauer. Entsprechend der Unsicherheit der Rechnung wurde diese Stelle dem Gewölbe gegenüber wesentlich verstärkt.

Die Pfeiler haben die Gewölbelast auf den Fels zu übertragen. Sie stehen in regelmäßigen Abständen von 10,8 m und bilden

dreieckförmige Rippen, oben 80 cm, unten 1,20 m stark. Zur Verminderung der Knickgefahr sind sie gegeneinander abgestützt, oben durch einen darüberlaufenden Steg mit Unterzug, in der Mitte durch 2 kräftige Versteifungsrippen. Der wasserabgewandte Anzug ist als Kopf verstärkt und eisenbewehrt. Zur weiteren Versteifung sind noch Eiseneinlagen in die Pfeiler eingelegt.

Sowohl bei Pfeilern als auch bei Gewölben ist Traßzusatz zum Beton vorgesehen. Traß verzögert bekanntlich den Abbindevorgang und erhält den Beton auf längere Zeit elastisch. Bei einem so umfangreichen Bauwerk gleichen sich also nachträgliche Bewegungen leichter aus. In der Schutzschicht selbst kommt die abdichtende Wirkung des Trasses dazu noch zur Geltung.

An dem fertigen Bauwerk sind umfangreiche Messungen geplant. So soll die Einsenkung der Gewölbe ermittelt werden. Außerdem sollen die Temperaturänderungen in Gewölbe und Pfeilern an zahlreichen Stellen gemessen werden, die gegenseitigen Bewegungen der Pfeiler sollen festgestellt, im Pfeiler selbst die Spannungen nach einem besonderen Verfahren ermittelt werden.

Die Staumauer wird durch einen Grundablaß durchbrochen, der bei einer lichten Weite von 1 m das Becken in 36 Stunden zu entleeren vermag. Die Hochwasserentlastungsanlage ist ein kastenförmig auf der rechten Seite in das Becken eingebauter Überlauf.

Dem Staubecken wird das Wasser durch einen Stollen entnommen. An dessen Ausgang ist zur Wassermessung ein Venturimeter vorgesehen. Eine besondere Eigentümlichkeit des Werkes bildet noch die Hangrohrleitung. Diese wird nach einem zum Patent angemeldeten Verfahren als eisenbetonummanteltes Holzrohr ausgebildet (Abb. 4). Die in Form von Faßdauben aneinandergelegten und verspannten Hölzer haben die Dichtung zu übernehmen. Die Zugkräfte nimmt das im Beton eingelegte Eisen auf. Der Beton hat Holz und Eisen gegen Außenfeuchtigkeit zu schützen. Die Zugfestigkeit des Betons spielt hier im Gegensatz zu anderen Eisenbetonrohren keine Rolle, Zugrisse beeinträchtigen die Dichtigkeit nicht. Besonders ist noch zu erwähnen, daß bei der Bewegung des Wassers in einem derartig geglätteten Holzrohr die Reibungsziffer um rd 20 vH niedriger, die Leitungsverluste also geringer als bei Eisenbetonrohren und Eisenrohren sind. Bisher angestellte Festigkeits- und Dichtigkeitsversuche haben gute Resultate gezeigt.

Über Wasserschloß und Druckleitung ist nichts besonderes

Abb. 4. Holzrohr mit Eisenbetonummantelung.

Abb. 5 a. Anordnung der Maschinensätze.

Abb. 5 b. Längs- und Queransicht einer Turbine.

Abb. 5 c. Pumpaggregat.

zu sagen. Im Maschinenhaus (Abb. 5) finden 4 Maschinensätze Aufstellung, eine kleine Freistrahlturbine mit 60 PS, 2 Spiralturbinen mit je 340 PS, je direkt mit den Generatoren gekuppelt und ein größeres Aggregat von 500 PS, das oben schon erwähnte Pumpaggregat, das abwechselnd zur Stromerzeugung oder Wasserspeicherung betrieben werden kann. Wenn späterhin die Niederdruckanlage noch zur Ausführung kommt, tritt an Stelle der Peltonmaschine eine Niederdruckturbine. Im übrigen enthält das Krafthaus in einem besonderen Raum noch die notwendigen Schalt- und Transformatoreneinrichtungen.

Der gesamte Entwurf stammt aus dem Ingenieurbureau des Ziviling. Dr. Maier in Karlsruhe i. B., dem auch die Oberbauleitung übertragen ist. Die Bauausführung der Staumauer und der Hangrohrleitung liegt in Händen der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Karlsruhe.

---

# DER ELEKTRISCHE NIETERHITZER.

*Von Dipl.-Ing. Lieck, Wilhelmshaven.*

***Übersicht:*** In dem nachfolgenden Aufsatz wird eine genaue Beschreibung des elektrischen Nieterhitzers mit Erläuterung seiner Wirkungsweise und Wirtschaftlichkeit gegeben.

Mehr als je zuvor ist heute der Hersteller im Interesse der Wettbewerbsfähigkeit seines Betriebes gezwungen, der Wirtschaftlichkeit seiner Anlagen größte Aufmerksamkeit zu widmen. Jede mögliche Ersparnis an Beförderungs- und Reinigungskosten muß erzielt werden und die Arbeitskraft des Einzelnen muß unter größter Schonung der Gesundheit aufs höchste ausgenutzt werden. Der elektrische Strom hat sich immer mehr als ein wirksamer Helfer bei diesen Bestrebungen erwiesen. Die Dampfantriebsmaschinen sind fast vollständig durch den elektrischen Motor aus den Werkstätten verdrängt worden. Das Schmiedefeuer wird hart bedrängt von der elektrischen Schmiedeesse, doch noch immer behauptete bisher das Kohlennietfeuer seinen Platz in der Werkstätte, obwohl es durch die damit verbundene Kohlen- und Schlackenbeförderung und Rauchentwicklung die gesundheitsfördernden Bestrebungen der Betriebsleitung stark beeinträchtigt. Hier will der elektrische Nieterhitzer Wandel schaffen.

Die Erkenntnis der Wichtigkeit des elektrischen Nieterhitzers für den Eisenbau veranlaßte die Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung des Deutschen Eisenbau-Verbandes, mit dem elektrischen Nieterhitzer systematische Versuche anzustellen. Zunächst wurden die Versuchs-Nieterhitzer lediglich praktisch in der Werkstätte erprobt, um festzustellen, ob sie der Rauhheit des Eisenbaubetriebes gewachsen und in der Lage sind, eine genügende Anzahl Niete ohne großen Anfall von Ausschuß zu erhitzen. Bei diesen Versuchen war ein Kilowattstundenzähler eingebaut, um den Stromverbrauch messen zu können. Der praktischen Erprobung in der Werkstätte folgte eine elektrische Prüfung, bei der auf jeder Stromstufe je 10 Niete erhitzt wurden, unter Feststellung der für die Erhitzung gebrauchten Zeit, Spannung, Stromstärke, der elektrischen effektiven Leistung und des Stromverbrauchs (siehe Zahlentafel). Es zeigte sich, daß heute schon Nieterhitzer am Markt sind, die den hohen Ansprüchen des Eisenbaues genügen.

## Wirkungsweise des elektrischen Nieterhitzers.

Ein stromdurchflossener Leiter erwärmt sich umso stärker, je größer sein elektrischer Widerstand und je größer die Stärke des durchfließenden Stromes ist. Also braucht man nur einen Niet in einen Stromkreis zu schalten, die durchfließende Stromstärke entsprechend zu wählen, damit der Niet in einem Maße erhitzt wird, wie es zur Nietung erwünscht ist. Die Verschiedenartigkeit der Leitfähigkeit der Niete verlangt, daß die Spannung des durchfließenden Stromes veränderlich sein muß, denn die spezifische Stromstärke, d. h. die Stromstärke pro Querschnittseinheit des Nietschaftes, muß möglichst hoch gehalten werden, um die Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit des elektrischen Nieterhitzers auf das höchste zu steigern. Zur Erzeugung so veränderlicher Spannung ist nur der Wechselstromtransformator praktisch geeignet, der infolgedessen ausschließlich für die elektrische Nieterhitzung verwandt wird. Die Oberspannung dieses Transformators kann beliebig mit 220 oder 380 oder 500 oder auch mehr Volt gewählt werden. Als Leistung genügen für den Eisenbau 15 bis 25 kVA. Das Prinzip des Transformators (siehe das Schema Abb. 1) ist bekannt. Je eine Spule dünnen und eine dicken isolierten Drahtes sind auf einem Eisenkern, der aus Blechen besteht, angebracht. In die Spule dünnen Drahtes wird Wechselstrom von 220 bis 500 Volt Spannung und kleiner Stromstärke eingeführt, alsdann wird in der Spule dicken Drahtes niedrige Spannung bei großer Stromstärke induziert. In letzteren Stromkreis wird der zu erhitzende Niet eingeschaltet. Für die Spannung des induzierten Stromes ist nur das Verhältnis der Anzahl Windungen der Hochspannungsseite zu derjenigen der Niederspannungsseite maßgeblich. Dieses Verhältnis (Übersetzungsverhältnis) kann leicht geändert werden durch Abschaltung von Hochspannungswindungen, wodurch die Niederspannung erhöht wird (Stromstufen, siehe Abb. 2). Die Niederspannung beträgt zwischen 2 und 3,5 Volt, die den Niet durchfließende Stromstärke ist etwa 1700 Ampere pro Quadratzentimeter des Nietschaftes. Die Einschaltung des Nietes in den Stromkreis erfolgt durch bewegliche Elektroden aus Kupfer, von denen meist zwei oder drei Paare parallelgeschaltet im Niederspannungsstromkreis angeordnet werden. Die Form der Elektrodenflächen wird meist flach, teilweise leicht ausgehöhlt oder konvex ausgeführt. Naturgemäß wird infolge des elektrischen Widerstandes zwischen Elektrode und Niet an den Übergangsstellen

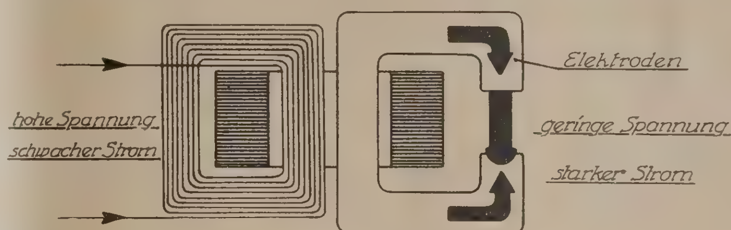
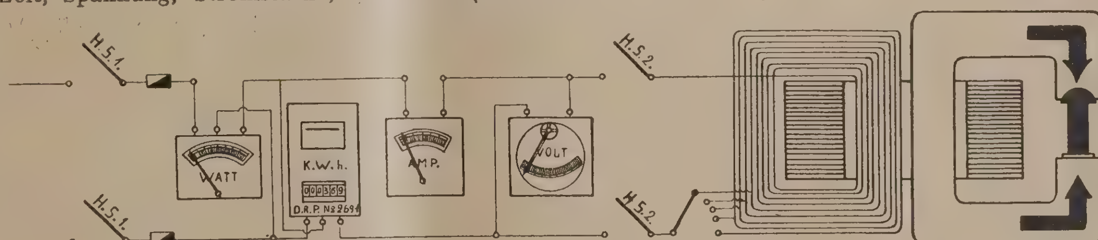


Abb. 1.



Schaltschema zur elektrischen Prüfung.
Abb. 3.

eine besonders starke Erhitzung stattfinden, die die Berührungsflächen des Nietes zum Schmoren und die Elektroden selbst zum Glühen bringen kann. Infolgedessen ist eine künstliche Kühlung der Elektroden notwendig. Diese Kühlung kann entweder durch Frischwaser, durch Umlaufkühlung mittels Pumpe, durch Verdampfungskühlung oder durch Luftkühlung mittels Ventilator bewirkt werden. Um einen guten Kontakt zwischen Niet und Elektroden herbeizuführen, muß der Niet zwischen die beiden Elektroden geklemmt werden. Diese Einspannung geschieht entweder mittels Hand- oder Fußhebels. Der Einspanndruck wird entweder durch ein Gewicht oder durch eine Feder am Hebel erzeugt. Um die durch Leerlauf des Transformators entstehenden Verluste klein zu halten (der Leerlauf soll nicht über 0,4 kW betragen, wird vielfach die Einschaltung des Transformators erst beim Einspannen des Nietes durch einen Schalter vollzogen, der mit der beweglichen Elektrode verbunden wird, oder es wird ein getrennter Fußschalter hierzu angeordnet.

### Handhabung.

Bevor der Nietwärmer Erfahrungen mit dem elektrischen Nieterhitzer gesammelt hat, ist es ratsam, nur mit niedrigen Stromstufen zu arbeiten. Es gehört eine leicht zu erlangende Geschicklichkeit dazu, den richtigen Grad der Erhitzung zu erfassen. Bei längerer Übung kann dann zu größeren Stromstärken und damit zu schnellerem Arbeiten übergegangen werden. Beim Einspannen des Nietes ist darauf zu achten, daß die Nietschaftfläche eine möglichst gute Anlage an die Elektrode erhält; hierzu ist es notwendig, daß der Niet lotrecht eingespannt wird und die Elektroden von Zunder rein gehalten werden. Unrichtige Verwendung des elektrischen Nieterhitzers ergibt Ausschußniete, wie sie in Abb. 3 dargestellt sind. Niet 1 hat etwa 1 cm vom Schaftende eine kleine lochartige Ausbrennung. Erklärung: bei der elektrischen Nieterhitzung erwärmt sich der Niet von innen nach außen, da ja zunächst durch die äußere Luft eine Abkühlung erfolgt, während das Innere durch die Außenhaut gegen Abkühlung geschützt wird. Durch zu starke Erhitzung wurde der Kern flüssig. Beim Ablegen des Nietes riß die dünne Außenwand, und das flüssige Eisen trat aus. Niet 2 hat am Kopf eine kleine Ausbrennung, die dadurch entstand, daß der Kopf in eine muldenförmige Elektrode eingelegt wurde und sich beim Herausnehmen des stromdurchflossenen Nietes zwischen Elektrode und Nietkopf ein kleiner Flammbogen gebildet hat. Dieser Niet ist außerdem etwa 1 cm vom Schaftende abgerissen, da an dieser Stelle das Material infolge zu starker Erhitzung fast flüssig war und gleichzeitig der Nietschaft an der unsauberen Elektrode haftete. Niet 3 ist aufgerissen, die Gründe sind die gleichen, wie unter 2 erläutert. Er zeigt am Kopf eine kleine Platte, die aus Zunder besteht, ursprünglich auf der Elektrode haftete und beim Erwärmen auf den Nietkopf aufgeschweißt worden ist. Niet 4 und 8 sind am Schaftende abgebrannt. Die Ursache ist in schlechtem Kontakt des Nietschaftes mit den Elektroden zu suchen. In diesem Falle bildet sich ein teilweiser Flammbogen, der das Schaftende verbrennt. So stark zeigt sich allerdings diese Erscheinung nur bei zu hoher Stromstärke. Niet 5 zeigt eine starke Ausbrennung am Kopf- und Schaftende infolge zu großer Stromstärke bei der Erhitzung. Bei dem Niet 6 dieser Abbildung hat sich etwa 1 cm vom Nietschaftende infolge zu weit getriebener Erhitzung und zu großen Einspanndrucke eine Stauchung bildet. An dieser Stelle erwärmte sich nämlich der Niet am stärksten, da die Anlagefläche des Nietschaftes von der Elektrode stark abgekühlt wird, während am Kopfende eine größere Eisenmasse zu erwärmen ist, die eine längere Erwärmungszeit verlangt. Bei richtiger Erwärmung wird das Schaftende hellrot warm, während der übrige Niet einschließlich Kopf dunkelkirschrot wird. Die Erhitzung des Nietes kann so weit getrieben werden, daß das Innere des Nietschaftes flüssig wird, was natürlich unbedingt vermieden werden muß, da hierdurch Strukturänderungen des Eisens und damit Kaltbrüchigkeit des geschlagenen Nietkopfes hervorgerufen werden. Diese Erscheinung wurde auch bei Nieten festgestellt, die im Kohlennietfeuer erhitzt wurden.




Abb. 2.

Um über die Strukturänderung des Eisens bei geschlagenen Nieten Klarheit zu schaffen, wurden 8 Niete herausgegriffen, die teilweise im Kohlennietfeuer und teilweise durch den elektrischen Nieterhitzer erhitzt worden waren. Weder dem Nietwärmer noch dem Nieter war vor der Probeentnahme bekannt, daß Proben entnommen werden sollten. Diese Niete wurden zunächst der Länge nach halbiert und die Querschliffe mit Hilfe der Baumannschen Schwefeldrucke untersucht. Das Ergebnis dieser Probe läßt sich dahin zusammenfassen, daß das Gefüge fast aller Niete die Folge einer Überhitzung zeigt, was auch bei der Art der Wärmebehandlung, die die Niete erfahren, nicht überraschen kann. Die Versuche haben ferner nicht erkennen lassen, daß ein Unterschied zwischen der Erwärmung im Kohlennietfeuer oder durch den elektrischen Nieterhitzer besteht. Den richtigen Wärmegrad zu treffen, wird in beiden Fällen von der Geschicklichkeit und Aufmerksamkeit des Nietwärmers abhängen.

Niet 7 ist so lange und so stark erhitzt worden, daß der Kern flüssig wurde und beim Herausnehmen das flüssige Eisen aus der Schaftfläche austrat.

Im allgemeinen kann man es als wünschenswert bezeichnen, daß die Erhitzung der Niete möglichst langsam erfolgt, damit eine gründliche und möglichst gleichmäßige Durchwärmung des ganzen Schaftes gewährleistet ist. Erfolgt die Erhitzung zu schnell, d. h. bei allzu großer Stromstärke, so erhitzt sich allerdings das Schaftende auf Weißglut und der Kopf wird kirschrotwarm, insbesondere bei großen Nietlängen bleibt aber der mittlere Teil des Schaftes fast schwarz.

## Versuche über die Leistungen und Betriebskosten des elektrischen Nieterhitzers.

### Die elektrische Prüfung.

Aus dem Schaltungsschema Abb. 2 ist die Schaltung bei der elektrischen Prüfung ersichtlich. In der Zahlentafel ist das Ergebnis der elektrischen Prüfung des Nieterhitzers zu erkennen, und man kann sich daraus ein Bild über die elektrischen Eigenschaften des Nieterhitzers machen. Die Kurven Abb. 4 geben eine Übersicht über die Einzelergebnisse. Das Gewicht der erhitzten Niete wurde mittels einer Haushaltswage festgestellt. Die Wärmezeiten wurden mit der Stoppuhr gemessen, die maximale und minimale Stromstärke — nur hochspannungsseitig — mittels eines Präzisionsamperemeters. Die spezifische Stromstärke wurde erhalten durch Division der mittleren Stromstärke, auf der Hochspannungsseite durch Nietschaftquerschnitt in Quadratzentimetern. Die Spannung wurde mittels eines Präzisionsvoltmeters gemessen, alsdann durch Multiplikation von Spannung und mittlerer Stromstärke die scheinbare Leistung in Kilovoltampere (kVA) berechnet. Aus den maximalen und minimalen Angaben des Wattmeters wurde die mittlere Leistung festgestellt und durch Division der effektiven Leistung in kW durch die scheinbare Leistung in kVA die Phasenverschiebung cos Ø ermittelt. In der Zusammenstellung erscheint die Phasenverschiebung dadurch so hoch, daß ein Drehstromnieterhitzer geprüft wurde, der nur auf einer Phase belastet war. Es ergab sich, daß der cos Ø sofort auf

Elektrische Prüfung unter Verwendung einer Wärmestelle

| Ø mm | Nietschaftlänge mm | Stück-Gewicht kg | Erwärmte Nieten: Stück | Erwärmte Nieten: Gesamt-Gewicht kg | Stromstufe | Gesamte Wärmezeit sek | Stromstärke max Amp | Stromstärke min Amp | Stromstärke im Mittel Amp | Spezial-Ober-spannungen Amp/cm² | Spannung Volt | kVA | kW max | kW min | kW in Mittel | cos φ | Umdrehung der Zählerscheibe | Stromverbrauch Gesamt kWh | Stromverbrauch pro Niet kWh | Stromverbrauch pro kg kWh | Ausschuß-Niete |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 13 | 50 | 0.071 | 10 | 0.71 | 1 | 358 | 20 | 16 | 18 | 13.6 | 260 | 4.68 | 3.2 | 2.4 | 2.8 | 0.6 | 16 | 0.267 | 0.027 | 0.376 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 2 | 204 | 22 | 20 | 21 | 15.8 | ,, | 5.46 | 4.4 | 3.6 | 4.0 | 0.731 | 17 | 0.283 | 0.028 | 0.399 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 3 | 171 | 29 | 26 | 27.5 | 20.7 | ,, | 7.15 | 5.2 | 4.8 | 5.0 | 0.7 | 17 | 0.283 | 0.028 | 0.399 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 4 | 174 | 46 | 38 | 42.0 | 31.6 | 250 | 10.50 | 7.2 | 5.6 | 6.4 | 0.61 | 17 | 0.283 | 0.028 | 0.399 | 2 |
| | | ,, | ,, | ,, | 5 | 160 | 48 | 44 | 46.0 | 34.6 | ,, | 11.50 | 8.0 | 7.2 | 7.6 | 0.66 | 16 | 0.267 | 0.027 | 0.376 | 3 |
| 13 | 100 | 0.122 | 10 | 1.22 | 1 | 704 | 10 | 8 | 9.0 | 6.8 | 265 | 2.38 | 2.4 | 1.6 | 2.0 | 0.84 | 28 | 0.467 | 0.047 | 0.383 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 2 | 339 | 22 | 18 | 20.0 | 15.0 | 260 | 5.20 | 4.0 | 3.6 | 3.8 | 0.73 | 23 | 0.383 | 0.038 | 0.285 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 3 | 282 | 22 | 20 | 21.0 | 15.8 | ,, | 5.46 | 4.4 | 3.6 | 4.0 | 0.771 | 23 | 0.383 | 0.038 | 0.285 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 4 | 315 | 30 | 22 | 26.0 | 19.6 | 255 | 6.63 | 5.6 | 4.0 | 4.8 | 0.72 | 25 | 0.417 | 0.042 | 0.341 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 5 | 174 | 72 | 50 | 61.0 | 46.0 | 250 | 15.25 | 10.0 | 7.6 | 8.8 | 0.58 | 22 | 0.367 | 0.037 | 0.302 | 2 |
| 16 | 50 | 0.103 | 10 | 1.03 | 1 | 394 | 20 | 16 | 18 | 8.9 | 260 | 4.68 | 3.2 | 2.8 | 3.0 | 0.64 | 26 | 0.433 | 0.043 | 0.422 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 2 | 295 | 26 | 24 | 25 | 12.5 | 255 | 6.36 | 4.4 | 4.0 | 4.2 | 0.658 | 29 | 0.483 | 0.048 | 0.469 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 3 | 277 | 30 | 26 | 28 | 13.9 | 260 | 7.28 | 5.2 | 4.4 | 4.8 | 0.66 | 31 | 0.517 | 0.052 | 0.502 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 4 | 217 | 42 | 38 | 40 | 19.9 | 255 | 10.00 | 7.2 | 5.6 | 6.4 | 0.64 | 28 | 0.467 | 0.047 | 0.453 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 5 | 283 | 100 | 90 | 95 | 47.2 | 240 | 22.80 | 12.4 | 12.0 | 12.6 | 0.535 | 36 | 0.6 | 0.06 | 0.595 | 2 |
| 16 | 100 | 0.175 | 10 | 1.75 | 1 | 919 | 12 | 10 | 11 | 5.5 | 265 | 2.92 | 2.8 | 2.0 | 2.4 | 0.825 | 47 | 0.783 | 0.078 | 0.448 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 2 | 595 | 22 | 20 | 21 | 10.4 | 260 | 5.03 | 4.0 | 3.6 | 3.8 | 0.756 | 42 | 0.700 | 0.07 | 0.4 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 3 | 463 | 24 | 22 | 23 | 11.4 | ,, | 5.98 | 4.4 | 4.0 | 4.2 | 0.703 | 41 | 0.683 | 0.068 | 0.39 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 4 | 356 | 30 | 26 | 28 | 13.9 | 255 | 7.14 | 6.4 | 5.6 | 6.0 | 0.841 | 43 | 0.717 | 0.072 | 0.41 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 5 | 262 | 80 | 60 | 70 | 34.8 | 250 | 17.50 | 10.8 | 8.4 | 9.6 | 0.548 | 40 | 0.667 | 0.067 | 0.381 | — |
| 19 | 50 | 0.145 | 10 | 1.45 | 1 | 1108 | 20 | 20 | 20 | 7.1 | 260 | 5.20 | 2.4 | 1.8 | 2.1 | 0.404 | 64 | 1.067 | 0.107 | 0.735 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 2 | 590 | 26 | 20 | 23 | 8.1 | 260 | 5.98 | 4.4 | 4.0 | 4.2 | 0.7 | 54 | 0.9 | 0.09 | 0.62 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 3 | 515 | 36 | 32 | 34 | 12.0 | 255 | 8.67 | 5.6 | 4.8 | 5.2 | 0.592 | 54 | 0.9 | 0.09 | 0.62 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 4 | 308 | 44 | 40 | 42 | 14.8 | 250 | 10.50 | 7.2 | 5.6 | 6.4 | 0.615 | 46 | 0.767 | 0.077 | 0.53 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 5 | 170 | 104 | 100 | 102 | 36.0 | 240 | 24.48 | 12.8 | 12.4 | 12.6 | 0.515 | 47 | 0.783 | 0.078 | 0.536 | 1 |
| 19 | 100 | 0.257 | 10 | 2.57 | 1 | 1478 | 18 | 16 | 17 | 6.0 | 260 | 4.42 | 3.2 | 2.4 | 2.8 | 0.633 | 85 | 1.417 | 0.142 | 0.551 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 2 | 910 | 26 | 20 | 23 | 8.1 | 255 | 5.87 | 4.4 | 3.6 | 4.0 | 0.688 | 72 | 1.2 | 0.12 | 0.467 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 3 | 741 | 26 | 24 | 25 | 8.8 | 250 | 6.5 | 4.8 | 4.0 | 4.4 | 0.677 | 71 | 1.183 | 0.118 | 0.46 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 4 | 498 | 40 | 36 | 38 | 13.4 | 250 | 9.5 | 6.0 | 5.6 | 5.8 | 0.611 | 68 | 1.133 | 0.113 | 0.438 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 5 | 360 | 88 | 70 | 79 | 27.8 | 240 | 18.96 | 10.8 | 9.6 | 10.3 | 0.944 | 63 | 1.05 | 0.105 | 0.406 | — |
| 22 | 50 | 0.197 | 10 | 1.97 | 2 | 786 | 28 | 24 | 26 | 6.9 | 255 | 8.67 | 4.6 | 4.2 | 4.4 | 0.607 | 81 | 1.4 | 0.14 | 0.685 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 3 | 700 | 40 | 32 | 36 | 9.5 | 255 | 9.18 | 5.6 | 4.4 | 5.0 | 0.545 | 78 | 1.3 | 0.13 | 0.66 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 4 | 450 | 48 | 44 | 46 | 12.1 | 250 | 11.50 | 7.2 | 6.4 | 6.8 | 0.58 | 77 | 1.283 | 0.128 | 0.653 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 5 | 444 | 106 | 98 | 104 | 27.4 | 240 | 24.96 | 12.8 | 12.4 | 12.6 | 0.506 | 76 | 1.267 | 0.127 | 0.645 | — |
| 22 | 100 | 0.345 | 10 | 3.45 | 2 | 1245 | 26 | 24 | 25 | 6.6 | 260 | 6.50 | 4.6 | 4.0 | 4.3 | 0.663 | 125 | 2.083 | 0.208 | 0.604 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 3 | 1128 | 32 | 28 | 30 | 7.9 | 255 | 7.65 | 5.2 | 4.4 | 4.8 | 0.627 | 118 | 1.967 | 0.197 | 0.567 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 4 | 730 | 42 | 40 | 41 | 10.8 | 255 | 10.45 | 6.4 | 6.0 | 6.2 | 0.611 | 108 | 1.8 | 0.18 | 0.512 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 5 | 494 | 90 | 82 | 86 | 22.6 | 240 | 20.64 | 11.2 | 10.4 | 10.8 | 0.523 | 98 | 1.633 | 0.163 | 0.471 | — |
| 26 | 50 | 0.269 | 10 | 2.69 | 2 | 968 | 28 | 28 | 28 | 5.3 | 250 | 7.00 | 4.4 | 4.0 | 4.3 | 0.6 | 128 | 2.135 | 0,213 | 0.79 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 3 | 936 | 44 | 42 | 43 | 8.1 | ,, | 10.75 | 6.0 | 5.2 | 5.6 | 0.52 | 122 | 2.033 | 0.203 | 0.756 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 4 | 630 | 50 | 46 | 48 | 9.1 | ,, | 12.00 | 7.6 | 7.2 | 7.4 | 0.617 | 109 | 1.816 | 0.182 | 0.675 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 5 | 416 | 106 | 100 | 103 | 19.4 | 240 | 24.72 | 12.0 | 72.0 | 12.0 | 0.5 | 104 | 1.733 | 0.173 | 0.643 | — |
| 26 | 100 | 0.46 | 10 | 4.6 | 2 | 1830 | 26 | 24 | 25 | 4.7 | 260 | 6.50 | 4.6 | 4.0 | 4.3 | 0.661 | 168 | 2.783 | 0.279 | 0.603 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 3 | 1628 | 28 | 26 | 27 | 5.1 | 255 | 6.89 | 5.2 | 4.8 | 5.0 | 0.726 | 166 | 2.766 | 0.277 | 0.607 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 4 | 1115 | 49 | 47 | 48 | 9.1 | 250 | 12.00 | 6.4 | 5.6 | 6.0 | 0.5 | 166 | 2.766 | 0.277 | 0.607 | — |
| | | ,, | ,, | ,, | 5 | 598 | 94 | 86 | 90 | 16.9 | 245 | 22.05 | 11.2 | 10.8 | 11.0 | 0.5 | 144 | 2.400 | 0.24 | 0.524 | — |

0,7—0,85 anstieg, sobald mit 3 Wärmestellen, also 3 belasteten Phasen gearbeitet wurde. Der kleinere $\cos \varphi$ im ersteren Falle ist ohne weiteres erklärlich, da bei einer belasteten Phase die gesamte Blindleistung zum Magnetisieren der großen Drehstromtransformatorbleche einer einzigen Phase entnommen werden muß, so daß in diesem Falle, der praktisch im Betrieb nicht vorkommt, der Magnetisierungsstrom ungebührlich groß wird. Die wirklich verbrauchte elektrische Leistung wurde mittels eines Kilowattstundenzählers für Einphasenwechselstrom gemessen. Hierbei wurden, der Genauigkeit wegen, die Umdrehungen der Zählerscheibe gezählt und daraus die verbrauchten Kilowattstunden ermittelt, entsprechend dem Zählerfaktor mit 60 Umdrehungen der Zählerscheibe gleich einer Kilowattstunde. Aus diesen Messungen wurde alsdann der

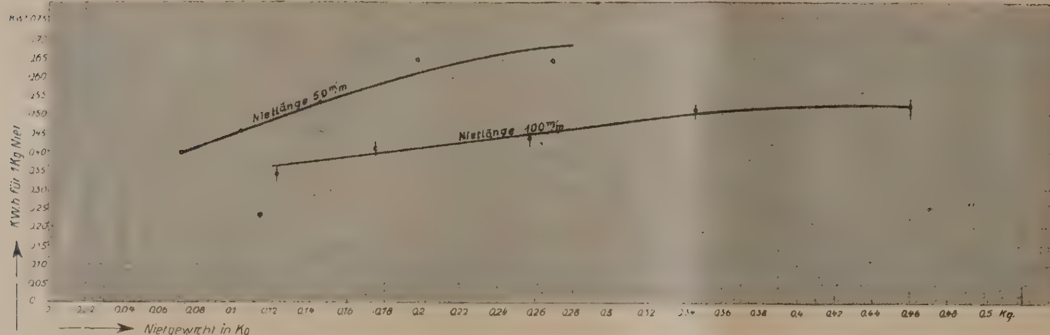



Abb 4.

Stromverbrauch für einen Niet sowie für ein kg Niete berechnet. In der Spalte „Ausschußniete" wurden die bei der Erhitzung unbrauchbar gewordenen Niete verzeichnet. Es wurden sämtliche Niete als Ausschuß betrachtet, die sich nach der Erwärmung nicht mehr in das Nietloch einbringen ließen oder sonstige Beschädigungen erlitten hatten, auch solche Niete, die etwa kleine Schönheitsfehler zeigten, z. B. Ausbrennungen am Kopf. Die Höhe des Ausschusses in dieser Zahlentafel braucht nicht zu beunruhigen, da ja grundsätzlich jeder Niet beliebiger Abmessung auf sämtlichen Stromstufen erwärmt werden mußte, um ein Bild darüber zu erhalten, wie sich die elektrischen Verhältnisse auf den einzelnen Stromstufen stellen. So war naturgemäß nicht zu vermeiden, daß jeder Niet auf Stromstufen erhitzt wurde, die für seine Abmessungen durchaus unpassend waren. Andererseits geht aus diesen Messungen hervor, in welchen Grenzen, bezogen auf die Nietabmessungen, die einzelnen Stromstufen angewandt werden dürfen, z. B. zeigt sich, daß Stufe 3 für alle untersuchten Nietabmessungen verwendbar ist. Für Niete bis 3/4" und 50 mm Länge ist die Leistungsfähigkeit gerade noch ausreichend. Darüber hinaus muß noch eine weitere Wärmestelle oder eine höhere Stromstufe benutzt werden. Auch läßt sich erkennen, welche Stromstufe jeweils die beste ist für den einzelnen zu erwärmenden Niet, d. h. welche Stromstufe die größte Leistungsfähigkeit ergab, ohne Ausschuß zu verursachen. Die praktische Erprobung der elektrischen Nieterhitzer in der Werkstätte ergab fast gar keinen Ausschuß an Nieten, da der Arbeiter meistens mit niedrigen Stromstufen arbeitete, die gestatteten, soviel Niete zu erwärmen, um die Nietkolonne voll zu beschäftigen. Aus der Zusammenstellung ist noch zu entnehmen, daß die spezifische Stromstärke für kleine Nietdurchmesser größer gewählt werden kann als für große Nietdurchmesser, die Elektrodenform ist hierbei von großem Einfluß. Zwecks sicherer Erwärmung der Niete dürfte es sich empfehlen, eine spezifische Stromstärke von 25 Ampere, bezogen auf die Hochspannungsstromstärke für den $cm^2$, nicht zu überschreiten. Die Phasenverschiebung wurde bei den verschiedenen Arten von Nieterhitzern sehr erheblich unterschiedlich gefunden. Ein $\cos \varphi$ kleiner als 0,7 soll wegen ungünstiger Rückwirkung auf das Elektrizitätswerk nicht zur Anwendung kommen, da jedoch der $\cos \varphi$ je nach den Abmessungen des erhitzten Nietes verschieden ist, so ist bei der Auswahl des elektrischen Nieterhitzers darauf Wert zu legen, daß die gebräuchlichsten Niete mit günstigem $\cos \varphi$ erhitzt werden. Die Zahlentafel gibt auch einen guten Anhalt dafür, welche Leistung in kVA für den Nieterhitzer gewählt werden muß, damit die am meisten verwandte Nietabmessung genügend schnell erhitzt werden kann.

### Vorteile des elektrischen Nieterhitzers.

Es geht aus der Vergleichsrechnung weiter unten hervor, daß die Kosten der Erhitzung durch Kohlennietfeuer praktisch gleich denen mittels des elektrischen Nieterhitzers sind. Der große Vorteil des elektrischen Nieterhitzers liegt aber in seiner sofortigen Betriebsbereitschaft und damit besseren Ausnutzung der Nieter. Das Kohlennietfeuer benötigt im Gegensatz hierzu eine nicht unerhebliche Zeit zur Inbetriebsetzung, ferner sind Pausen zum Reinigen und Ausschlacken des Feuers unvermeidbar. Die Folge ist, daß die Nietkolonne nicht während der ganzen Schichtdauer mit Nieten versorgt werden kann. Auch ist der elektrische Nieterhitzer im Gegensatz zum Kohlennietfeuer mit Druckwind und Rauchabsaugung beweglich. Infolgedessen ist für eine Werkstätte die Zahl der benötigten elektrischen Nieterhitzer geringer als diejenige der Kohlennietfeuer. Die Vermeidung von Ruß und Staub beeinflußt die Atmungsorgane der Arbeiter in günstiger Weise und vermindert oder vermeidet die Reinigungskosten vor dem Anstreichen der Fertigkonstruktionen. Auch die Oberlichter und Fenster der Werkstätte werden durch die Staubminderung in wesentlich größeren Zeitabständen wie bei Kohlennietfeuern der Reinigung bedürfen. Der Fortfall jeglichen Kohlen- und Schlackentransportes in der Werkstatt bedeutet eine wesentliche Betriebsvereinfachung, Zeit- und Lohnersparnis, auch die Sauberkeit der Werkstatt wird erhöht. Wärmewirtschaftlich ist der elektrische Nieterhitzer dem Kohlennietfeuer weit überlegen, denn im Kohlennietfeuer werden 0,8 kg Kohlen oder 5800 WE zur Erwärmung von 1 kg Niete aufgewandt, während sich dieser Betrag im elektrischen Nieterhitzer auf durchschnittlich 0,4 kWh oder 1600 WE, also nur etwa auf den vierten Teil des Kohlennietfeuers, stellt. Dies bedeutet in unserer Zeit des fortgesetzten Kohlenmangels einen großen volkswirtschaftlichen Gewinn.

Es ist ferner noch als Vorteil des elektrischen Nieterhitzers anzusehen, daß jeder einzelne Niet erst bei Bedarf erwärmt wird, so daß also nicht wie im Kohlennietfeuer stets 5 bis 6 Niete vorgewärmt werden, sondern dem Nieter jederzeit der Übergang zu einer nicht von ihm vorhergesehenen Nietabmessung ohne Verzögerung möglich ist. Endlich ergab die praktische Erprobung der Nieterhitzer im Werkstattbetrieb, daß der Ausschuß an Nieten erheblich geringer war als beim Kohlennietfeuer, wodurch weitere Ersparnisse erzielt werden.

Die Angaben der Literatur über den Kohlenverbrauch für 1 kg im Kohlenfeuer erhitzter Niete waren dermaßen widersprechend, daß zur Gewinnung von Vergleichsgrundlagen Versuche angestellt werden mußten, die als Durchschnittsergebnis einen Verbrauch von 0,8 kg Kohle für 1 kg erhitzter Niete ergab. Von anderer Seite wurde durch Versuche der Koksverbrauch für 1 kg erhitzter Niete zu 0,7 kg ermittelt. Da jedoch der Kokspreis das 1,5-fache des Kohlenpreises beträgt, so scheint es unwirtschaftlich, den teueren Koks zur Nieterhitzung zu benutzen, nur um den Vorteil der verminderten Rauchentwicklung zu erlangen. Dem elektrischen Nieterhitzer ist nur eine rauchfreie Feldschmiede ebenbürtig, d. h. eine Feldschmiede,

deren Rauch durch einen Exhaustor abgesogen wird. Bei der Kostenaufstellung wird davon ausgegangen, daß der Feldschmiede aus einem Gebläse Druckwind zugeführt wird, da dies im Gegensatz zu Preßluft, die das Vielfache der elektrischen Leistung für Gebläsewind benötigt, das einzig Wirtschaftliche ist. Der Vergleichsrechnung liegen die Februarpreise 1922 zugrunde. Damals beliefen sich die Anlagekosten für ein Kohlennietfeuer auf:

| | | |
|---|---|---|
| 1. Feldschmiede . . . . . . . . | M. 3 000,— | |
| 2. Anteil der Druckwindanlage | ,, 5 000,— | |
| 3. Anteil der Saugwindanlage . | ,, 6 000,— | M. 14 000, |

Es kosteten:

| | |
|---|---|
| 1 kg Kohle . . . . . . . . | 0,491 M. |
| 1 kg Koks . . . . . . . . | 0,75 ,, |
| 1 Kilowattstunde . . . . | 2,00 ,, |
| Stundenlohn des jugendlichen Arbeiters . . . . . . . . | 8,00 ,, |

Zur Erzeugung des Druckwindes sind 0,6 kW erforderlich, zur Erzeugung des Saugwindes 0,8 kW. Die Tagesleistung eines Kohlennietfeuers wurde entsprechend der Leistung eines Nieters mit 106 kg Niete, also 600 Stück 5/8″ Niete von 100 mm Länge angesetzt. Die Instandhaltung des Kohlennietfeuers beschränkt sich auf den monatlich zweimal erforderlichen Ersatz der Wärmeisen zur Aufnahme der Niete; die Gebläsemotoren, Ventilatoren und Rohrleitungen sind erhöhtem Verschleiß ausgesetzt. Die Gesamterhitzungskosten pro Tag stellen sich mithin auf:

| | |
|---|---|
| Kohle 106 . 0,8 . 0,491 . . . . . . . . . | M. 41,50 |
| Druckwind 0,6 . 8 . 2 . . . . . . . . . . | ,, 9,60 |
| Saugwind 0,8 . 8 . 2 . . . . . . . . . . | ,, 12,80 |
| Abschreibung und Instandhaltung . . . | ,, 12,00 |
| Kohlentransport in der Werkstätte . . . | ,, 4,— |
| Tagelohn für den jugendlichen Arbeiter . | ,, 64,— |
| Sa. . . . . . | M. 143,90 |

Infolgedessen kostet die Erhitzung von einem kg Niete im Kohlenfeuer $\frac{143,9}{106} = 1,36$ M.

Beim elektrischen Nieterhitzer ist zu beachten, daß der Stromverbrauch für Niete großen und kleinen Durchmessers sehr verschieden ist, auch die Länge der Niete ist auf den Stromverbrauch von Einfluß. Aus den Stromverbrauchskurven, Abb. 4, geht hervor, daß der Stromverbrauch für Niete von 50 mm Länge und wachsendem Durchmesser schneller wächst als für solche von 100 mm Länge. Bei den geprüften Nieterhitzern ergab sich im Mittel etwa der folgende Stromverbrauch:

| | |
|---|---|
| bei 13 mm Ø, 50 mm Länge, 0,07 kg Nietgewicht . . . . . . . . . . . . . . . . für 1 kg Niete, | 0,381 kWh |
| bei 13 mm Ø, 100 mm Länge, 0,121 kg Nietgewicht . . . . . . . . . . . . . . . . für 1 kg Niete, | 0,235 ,, |
| bei 22 mm Ø, 50 mm Länge, 0,2 kg Nietgewicht . . . . . . . . . . . . . . . . für 1 kg Niete, | 0,545 ,, |
| bei 22 mm Ø, 100 mm Länge, 0,34 kg Nietgewicht . . . . . . . . . . . . . . . . für 1 kg Niete. | 0,395 ,, |

Die angegebenen Werte stellen Mindestverbrauchsziffern dar, die nur bei sofortiger Abnahme des erhitzten Nietes durch den Nieter erreicht werden können. Es muß unter allen Umständen die Unsitte bekämpft werden, auf zu hohen Stromstufen zu arbeiten, den Niet zu schnell zu erhitzen und bis zur Abnahme seitens der Nietkolonne den Niet durch ständiges Ein- und Ausschalten des Stromes glühend zu erhalten. Bei einiger Aufmerksamkeit kann diese Stromverschwendung leicht vermieden werden. Bei starker Phasenverschiebung, also kleinem cos Ø, ist der Stromverbrauch naturgemäß günstiger, da die spezifische Stromstärke für die Erhitzung allein maßgebend ist, ohne Rücksicht darauf, ob es sich um Wirkstrom oder wattlosen Strom handelt. Die Forderungen der Elektrizitätswerke machen es, wie oben erwähnt, jedoch notwendig, daß der cos Ø nicht unter 0,7 sinkt.

Auf die gute Ausnutzung des elektrischen Nieterhitzers muß erhöhter Wert gelegt werden, da seine Anlagekosten das Vielfache des Kohlenfeuers mit Zubehör betragen. Eine Steigerung der Ausnutzung wird einerseits ermöglicht durch Platzwechsel in der Werkstatt und andererseits durch gleichzeitige Bedienung zweier Nietkolonnen. Steht der Nieterhitzer so zwischen zwei Nietkolonnen, daß die Wurfweiten für die Niete ziemlich gleich groß sind, so dürfte es gelingen, zwei Kolonnen durch einen Nieterhitzer zu versorgen. Bisherige Versuche, mit einem Arbeiter zwei Nietkolonnen zu bedienen, schlugen fehl, doch war es möglich, mit 2 Arbeitern die Leistungsfähigkeit eines elektrischen Nieterhitzers voll auszunutzen, so daß zwei Nietkolonnen gut bedient werden konnten. Infolgedessen sind bei der Vergleichsrechnung 3 Wärmestellen mit Bedienung durch zwei Arbeiter vorausgesetzt.

Die Anlagekosten für einen elektrischen Nieterhitzer von 25 kVA und 3 Wärmestellen betrugen 48 000,— M. Die Instandhaltungskosten sind beim elektrischen Nieterhitzer bei sachgemäßer Behandlung mäßig, da nur die Elektroden dem Verschleiß ausgesetzt sind; diese behalten zudem ihren Metallwert. Erfahrungen im Dauerbetrieb liegen noch nicht vor.

Wird die Tagesleistung mit 2 · 600 Stück 5/8″ Niete von 100 mm Länge = 2 . 106 kg angenommen, bei einem Stromverbrauch von 0,32 kWh pro 1 kg Niete, so ergeben sich die Kosten pro Tag wie folgt:

| | |
|---|---|
| Stromkosten 212 . 0,32 . 2 . . . . . . . | M. 136,— |
| Instandhaltung . . . . . . . . . . . . . | ,, 5,— |
| Amortisation pro Tag bei 20 vH jährlich | ,, 31,96 |
| Lohn für 2 Nietjungen . . . . . . . . . | ,, 128,— |
| Sa. . . . . . . | M. 300,96 |

Infolgedessen kostet die elektrische Erhitzung von einem kg Niete $\frac{300,96}{212} = 1,46$ M.

### Bauarten von Nieterhitzern.

Die nachfolgenden Abbildungen veranschaulichen die jetzt gebräuchlichen Bauarten der elektrischen Nieterhitzer. Die hauptsächlichsten Merkmale werden im nachfolgenden kurz hervorgehoben.

Zu Abb. 5. Dieser Nieterhitzer ist mit 3 Wärmestellen versehen. Die Betätigung der Einspannvorrichtungen erfolgt durch Fußhebel. Die Längenverstellvorrichtung wird durch Handrad und Spindel betätigt und gestattet, jederzeit auch bei eingespann-

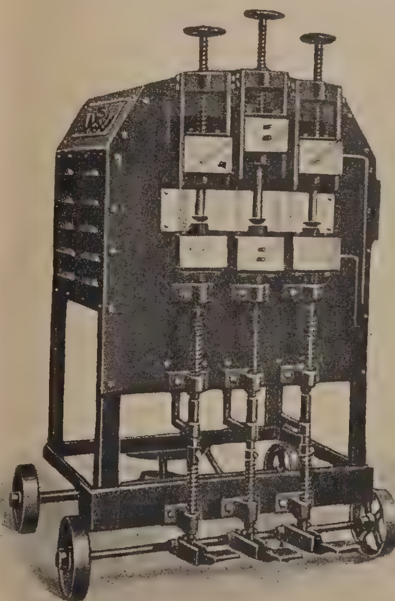


Abb. 5.

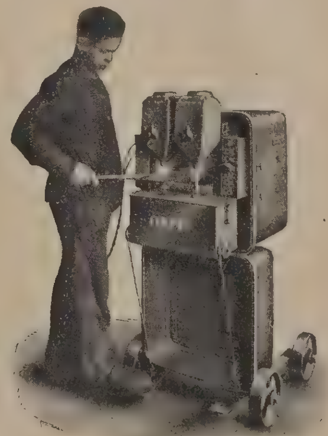


Abb. 6.

tem Niet den Einspanndruck mühelos zu verändern. Am Fußhebel ist, unmittelbar mit diesem verbunden, ein Ausschalter zur Unterbrechung des zugeführten Stromes angebracht, so daß also

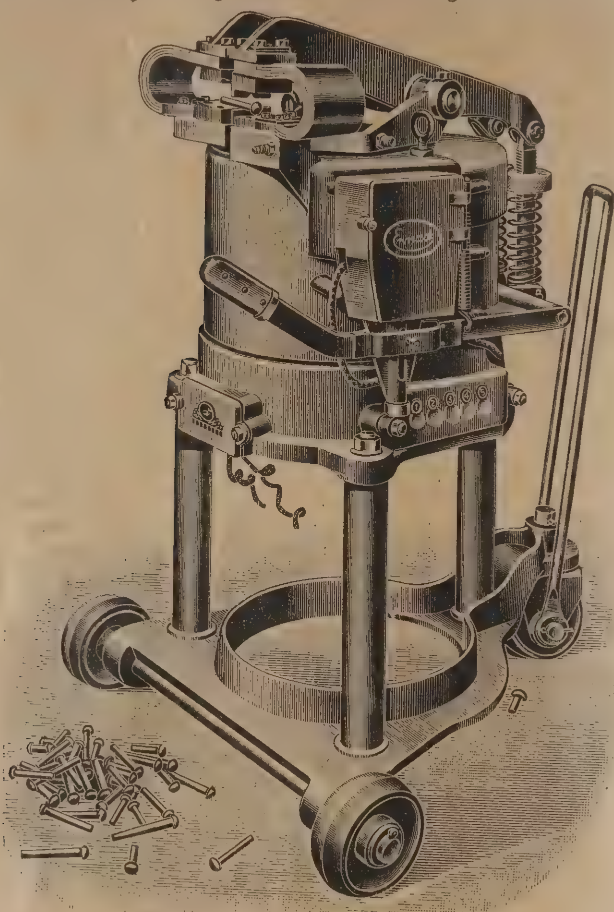


Abb. 7.

beim Ein- und Ausspannen des Nietes der Transformator stromlos gemacht wird und auch die Elektroden keinen Strom führen. Die Kühlung erfolgt durch Frischwasser.

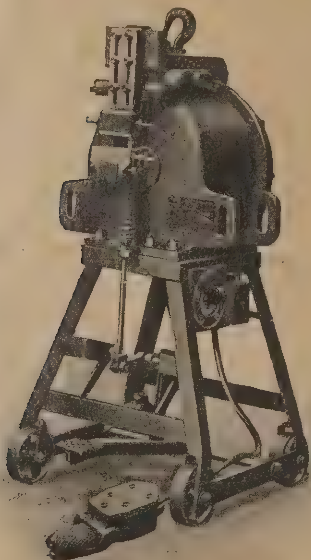


Abb. 8.

Zu Abb. 6. Bei diesem Nieterhitzer ist besonderer Wert auf Handlichkeit und leichte Transportfähigkeit gelegt. Es sind 2 Wärmestellen angeordnet. Die Stromstufen werden durch den seitlich angebrachten Stecker geschaltet. Die Kühlung erfolgt durch Verdampfung von Wasser in den an den Elektroden angebrachten Wasserkästen. Die Einstellung der Elektroden auf Nietlängen erfolgt durch die Verstellung der oberen Elektroden, die Einspannung wird durch Fußhebel betätigt.

Zu Abb. 7. Die Niete werden wagerecht eingespannt, daher erübrigt sich eine besondere Vorrichtung für die Einstellung auf Nietlängen. Die Einspannung der Niete erfolgt mit Hilfe der magnetischen Wirkung des Stromes, der durch einen Hebel geschaltet wird. Die Stufenschaltung erfolgt durch einen Stecker. Die äußere Ummantelung des Transformators ist aus Kupfer hergestellt und dient gleichzeitig zur Führung des niedrig gespannten Stromes. Die Kühlung erfolgt durch Frischwasser und beschränkt sich auf die unteren Elektroden.

Zu Abb. 8. Es ist nur ein Elektrodenpaar angeordnet, Einspannung mit Fußhebel, die obere Elektrode verstellbar. Die Stufenschaltung erfolgt durch einen Schalter an der Seite. Ein Fußschalter gestattet die Unterbrechung und Einschaltung des Stromes bei eingespanntem Niet. Die Kühlung erfolgt durch Frischwasser.




Abb. 9.

Zu Abb. 9. Es sind zwei Wärmestellen vorhanden, die Einspannung erfolgt durch Fußhebel, die Kühlung durch Frischwasser. Die oberen Elektroden sind einstellbar und mittels Handhebel festzuklemmen.

Zu Abb. 10. Hier sind 2 Wärmestellen vorhanden. Die Einspannung der Niete erfolgt durch Handhebel, die mit Gewichten belastet sind. Die unteren Elektroden sind verstellbar und mittels Handhebel festzuklemmen. Es sind eine Umlaufkühlung mit großem Vorratsbehälter und Kühlpumpe angeordnet. Der Fußschalter gestattet, den Transformatorenstrom zu unterbrechen. Die Stufenschaltung erfolgt mittels Schaltbrücke an der rückwärtigen Seite des Nieterhitzers.

Zu Abb. 11. Es sind zwei Wärmestellen vorhanden, die Einspannung der Niete erfolgt durch Fußhebel, die untere Elektrode ist nachstellbar eingerichtet. Die Kühlung erfolgt

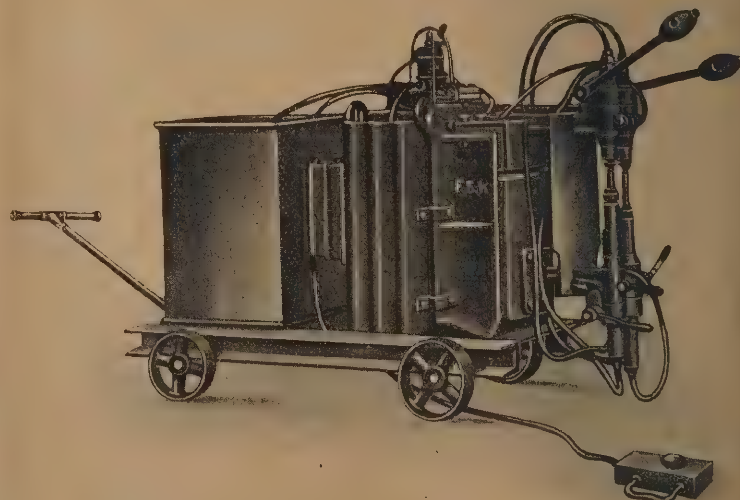


Abb. 10.

durch Wasserumlauf. Die Pumpe ist auf der Rückseite angeordnet. Die Stufenschaltung erfolgt mittels Stecker. Ein Hauptschalter ist links seitwärts angeordnet.

Zu Abb. 12. Drehstrom-Nieterhitzer mit Drehstrom-Transformator, Stufenregulierung für jede Wärmestelle einzeln, Luftkühlung mit Antrieb durch Drehstrom-Kurzschlußmotor, untere Elektroden fest, obere Elektroden mittels Handrad und Schraubenspindel auf Länge einstellbar und durch Fußhebel zu betätigen. Die Bedienung des Stufenschalters ist mechanisch bei eingelegtem Hauptschalter gesperrt. Alle empfindlichen Teile sind gut geschützt.



Abb. 11.

**Richtlinien für die Auswahl.**

Im Eisenbau werden Niete von 20 bis etwa 180 mm Länge und von 12 bis 30 mm Ø benutzt. Um diese elektrisch zu erhitzen, ist es notwendig, den Transformator mit entsprechenden Stromstufen zu versehen und die Einspannvorrichtung für die verschiedenen Längen leicht verstellbar einzurichten. Die Leistung des Transformators ist abhängig von der geforderten Anzahl stündlich erhitzter Niete. Eine Nietkolonne schlägt in einer Stunde:

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\frac{1}{2}''$ | Niete etwa | 81 | Stück |
| $\frac{5}{8}''$ | ,, | 75 | ,, |
| $\frac{3}{4}''$ | ,, | 69 | ,, |
| $\frac{7}{8}''$ | ,, | 52 | ,, |
| $1''$ | ,, | 44 | ,, |

Dementsprechend darf bei nur einer Wärmestelle die Erhitzungsdauer von

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\frac{1}{2}''$ | Nieten | 45 | sek |
| $\frac{5}{8}''$ | ,, | 48 | ,, |
| $\frac{3}{4}''$ | ,, | 52 | ,, |
| $\frac{7}{8}''$ | ,, | 70 | ,, |
| $1''$ | ,, | 82 | ,, |

betragen. Selbst für stärkste Niete von 26 bis 30 mm Schaftdurchmesser dürfte eine Leistung von 25 kVA ausreichend sein. Die Stromstufen müssen so zahlreich gewählt werden, daß auch die geringsten Nietlängen des größten Nietdurchmessers ohne Gefahr des Verbrennens erhitzt werden können, infolgedessen sind 5—6 Stromstufen zu fordern. Die Stromstufen werden entweder mittels Stecker, wie sie beispielsweise an Traglampen verwandt werden, geschaltet oder durch besonders konstruierte Drehschalter. In beiden Fällen ist darauf zu achten, daß die Stufenschaltung bei eingespanntem Niet erst betätigt wird, nachdem der Hauptschalter geöffnet wurde, es ist also vorteilhaft, den Stufenschalter in mechanische Abhängigkeit vom Hauptschalter zu bringen. In der Niederspannungsleitung des elektrischen Nieterhitzers sollen elektrische Verbindungen möglichst vermieden werden, da dieselben auch bei bester Ausführung bei der niedrigen Spannung und der hohen Stromstärke stets empfindliche Stromverluste zur Folge haben. Ferner muß auf die Phasenverschiebung geachtet werden. Der cos Ø des Nieterhitzers soll, wie schon vorher erwähnt, nicht unter 0,70 betragen, damit sich die Zuleitungen nicht zu stark erwärmen und den Vorschriften der Elektrizitätswerke Genüge geleistet wird. Die Elektroden sind für das gute Arbeiten des elektrischen Nieterhitzers von ausschlaggebender Bedeutung. Als Material verdient bestes gezogenes Kupfer den Vorzug. Die Anlageflächen werden meist eben ausgebildet, damit etwa sich bildender Zunder leicht von den Elektroden entfernt werden kann. Die Einspannvorrichtung der Elektroden wird entweder von Hand oder Fuß betätigt. Die Fußbetätigung hat den Vorzug, daß der Arbeiter beide Hände zum Halten der Nietzange frei hat. Jedoch ist bei mehreren Einspannstellen zu beachten, daß die Fußhebel genügenden Abstand voneinander haben, damit auch mit breiten Holzschuhen nicht zwei Hebel gleichzeitig niedergetreten werden können. Auf die Veränderungsmöglichkeit der Einspannlänge ist größter Wert zu legen. Es muß möglich sein, die Einspannlänge schnell, einfach und leicht zu verändern ohne irgendeinen Spezialschlüssel usw. und ohne genaues Anpassen auf Nietlänge. Es ist günstig, wenn noch nachträglich der Einspanndruck durch Veränderung der Stellung einer Elektrode verändert werden kann. Auch ist darauf Wert zu legen, daß der Feststellhebel sich nicht so stark erhitzt, daß dadurch eine Verbrennung der Hände herbeigeführt wird. Ferner ist ein Ausschalter zur Unterbrechung des zufließenden Stromes vorteilhaft, um unnötige Leerlaufsverluste des Transformators zu vermeiden. Dieser Schalter kann entweder als getrennter Fußschalter ausgebildet werden oder mit dem Fußhebel zwangläufig verbunden werden dermaßen, daß der Strom erst nach dem Festklemmen des Nietes zwischen den Elektroden eingeschaltet wird. Gut durchgewärmte Niete erhält man in genügender Menge auch bei langsamerer Erwärmung durch Verwendung mehrerer Elektrodenpaare, die in Parallelschaltung liegen, jedoch entsteht dabei leicht ein erhöhter Ausschuß an Nieten, da bei Herausnahme eines Nietes der oder die verbleibenden anderen Niete eine erheblich größere Stromstärke bekommen und daher leicht überhitzt werden. Diesen Nachteil vermeidet ein Drehstromnieterhitzer, bei dem drei einzeln regulierbare Wärmestellen angeordnet sind, die je an einer besonderen Transformatorwicklung liegen. Gleichzeitig wird bei dieser Einrichtung eine gleichförmige Belastung der einzelnen Phasen der Drehstromanlage gewährleistet, da sich schon im einzelnen Nieterhitzer die Belastung aller drei Phasen des Netzes ausgleicht.




Abb. 12.

Eine Lebensfrage für den elektrischen Nieterhitzer ist die Lösung der Elektrodenkühlung, die so einfach als möglich sein und keinerlei Wartung bedürfen soll. Als Kühlmittel

kommt entweder Wasser oder Luft in Betracht. Der Wasserkühlung ist der Umstand nachteilig, daß Undichtigkeiten der Leitungen sowie das Einfrieren im Winter stets im Bereich der Möglichkeit liegen. Bei der Frischwasserkühlung ist die Forderung der Einfachheit erfüllt, wenn auch die zahlreichen Gummischläuche und kleinen Wasserhähne vorerst noch eine unangenehme Beigabe sind. Nachteilig gestaltet sich die Frischwasserkühlung dadurch, daß an jedem Standort des Nieterhitzers ein Frischwasserleitungsanschluß und eine Abflußleitung für das verbrauchte Kühlwasser vorgesehen werden müssen, so daß ein solcher Nieterhitzer als stationär angesehen werden muß. Diesem Übelstand suchte man durch die Wasserumlaufkühlung abzuhelfen. Ein größerer Behälter für das Kühlwasser wird vorgesehen, aus dem eine kleine elektrisch angetriebene Pumpe das Wasser saugt, durch die Elektroden durchpumpt und wieder dem Vorratsbehälter zuführt. Die kleine Pumpe mit dem meist als Einphasen-Wechselstrommotor ausgebildeten Antrieb ist jedoch sehr empfindlich gegen Verschmutzung und neigt auch zu elektrischen Störungen. Der große Wasserbehälter erschwert den Transport des Nieterhitzers. Die Größe dieses Vorratsbehälters muß so gewählt werden, daß das umlaufende Kühlwasser auch bei angestrengtestem Betrieb die Temperatur von 60° C nicht überschreitet. Eine bedeutende Vereinfachung der Wasserkühlung stellt die Verdampfungskühlung dar. An den Elektroden wurden größere Wasserkästen angebracht, deren Wasser verdampft wird und dadurch die Temperatur der Elektroden mit ungefähr 100° C begrenzt. Diese Verdampfungsbehälter werden so groß ausgebildet, daß sie für eine halbe Tagesschicht ausreichen. Immerhin ist es unbequem, daß auch diese Kühlvorrichtung eine gewisse Überwachung erfordert und das Wasser durch die Werkstätte getragen werden muß. Um diesen Unannehmlichkeiten aus dem Wege zu gehen, griff man zur Kühlung der Elektroden vermittels Luft. Die Kühlluft wird durch einen kleinen Ventilator mit Motor von etwa 200 W Stromaufnahme an den Elektroden, deren Kühlfläche durch Anbringung von Kupferblechen vergrößert ist, vorbeigetrieben. Auch bei dieser Kühlung ist der kleine Motor nicht vermieden, jedoch ist seine Betriebssicherheit dadurch wesentlich erhöht, daß man denselben als Drehstrommotor mit Kurzschlußanker ausbildet, was allerdings zur Voraussetzung hat, daß auch der Nieterhitzer selbst ein Drehstromnieterhitzer ist. Der Ventilator selbst stellt eine gegen Störungen unempfindliche Maschine dar. Falls dann noch der Hauptschalter des Nieterhitzers elektrisch mit dem Kühlmotor in der Weise verbunden wird, daß der Hauptschalter bei Stillstand des Kühlmotors geöffnet wird, so dürfte die größte Sicherheit der Kühlung gewährleistet sein.

Bezüglich des äußeren Aufbaues des Nieterhitzers muß die Forderung gestellt werden, daß er nicht als „Apparat", sondern als eine robuste Maschine ausgebildet wird, die in allen einzelnen Teilen widerstandsfähig und im Aufbau einfach ist. Ferner sollen die elektrischen Schalter sorgfältig verdeckt liegen und so kräftig gestaltet sein, daß sie der sehr rauhen Hand des Eisenarbeiters dauernd widerstehen. Alle kleinen Teile sind so zu schützen, daß sie keinen Schaden auf dem Transport in der Werkstätte erleiden. Großer Wert ist auf die wasserdichte und regensichere Kapselung des Transformators zu legen, denn der Nieterhitzer ist sehr häufig den Witterungseinflüssen ausgesetzt. Soweit Schrauben verwandt sind, müssen diese für den einzelnen Nieterhitzer ein einheitliches Maß haben.

Schlußbemerkung.

Aus vorstehendem ist zu entnehmen, daß der elektrische Nieterhitzer dem Kohlennietfeuer gegenüber einen bedeutenden technischen Fortschritt darstellt. Die heute am Markt befindlichen Nieterhitzer können zum Teil als brauchbar für die Werkstätte bezeichnet werden. Die kommende Zeit wird jedenfalls noch den einen oder andern Fortschritt in konstruktiven Einzelheiten bringen. Wie es jedoch schon so oft in der Technik zuging, so scheint es auch dem elektrischen Nieterhitzer zu ergehen, die Konstrukteure arbeiten noch an seiner vollkommeneren Gestaltung, und es zeigt sich bereits die Maschine, durch die vielleicht der elektrische Nieterhitzer einstmals entbehrlich wird: „Die elektrische Punktschweißmaschine", die die Konstruktionsbleche zwischen die Elektroden faßt, das Eisen punktweise verflüssigt und durch Schweißung verbindet, also den Niet entbehrlich macht.

Hersteller elektrischer Nieterhitzer sind:

Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft (AEG) Berlin, Friedrich-Karl-Ufer 2—4.

Deutsche Schweißmaschinenfabrik (Desfa), Berlin-Schöneberg, Hauptstr. 8.

Elektrische Schweißmaschinengesellschaft m. b. H., Berlin-Charlottenburg 4, Wilmersdorfer Str. 60/61.

Gesellschaft für Elektrotechnische Industrie m. b. H. (Gefei), Berlin SO 36, Maybach-Ufer 48—51.

F. S. Kustermann G. m. b. H., München O 8, Rosenheimer Straße 120.

R. Mack, Elektro-Schweißmaschinenfabrik, Berlin-Neukölln, Berliner Str. 98.

Maschinenbau-Anstalt Moll, Aktiengesellschaft, Chemnitz i. Sa.

Wenninger, Elektro-Schweißmaschinen-Werk, München 25, Wolfratshauser Str. 5.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

### Baustoffkunde.

**192.** Ziegelsteine aus Ölschiefer. Von Präsident Beyschlag und Prof. Lanßen. Zentralblatt 1923, Nr. 718, S. 41 bis 43. Neue Versuche zur Herstellung von Kunststeinen aus geformtem Ölschiefer ohne Verwendung von Kohle, da die Ölschiefersteine durch ihren Bitumengehalt sich selbst brennen.

**193.** Wieviel Reichsziegel lassen sich aus einem cbm Lehm pressen? Von Dr.-Ing. Loeser, München. Tonind. Ztg. 1923, Nr. 12, S. 85. Erfahrungszahl: 2 cbm gewachsener Lehm geben 1000 Reichsziegel. Abweichungen je nach der Feuchtigkeit usw.

**194.** Über die Druckfestigkeit des Betons. Von Otto Graf. Tonind. Ztg. 1923, Nr. 14, S. 99/100. Bedeutung des Mischens. Behandlung während des Erhärtens usw. Versuche von Abrams über Festigkeit bei verschieden langer Mischzeit von 15 Sek. bis 10 Minuten.

**195.** Richtlinien für die Herstellung und Lieferung von Hochofenschlacke als Gleisbettungsstoff. Von Burchartz. Baumarkt 1923, Nr. 7, S. 65. Versuche des Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem und aus ihnen abgeleitete Richtlinien des Reichsverkehrsministers vom 5. 10. 22.

**196.** Das Dreistoffsystem „Kalk—Kieselsäure—Tonerde". Von Dr. Grün, Düsseldorf. Zement 1923, Nr. 1—6, 7 S., mit 15 Abb. Untersuchung über die Schmelzprodukte an 100 synthetischen Schmelzen und 15 Sinterbränden und Wiedergabe von Dünnschliffen.

### Baumaschinen.

— — — —

### Statik und Festigkeitslehre.

**197.** Berechnung des Zweigelenkbogens mit Mittelstütze, d. h. des durchlaufenden Bogens auf 3 Stützen. Von Camillo Molitor. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 3, S. 59—63, Nr. 4, S. 80—82 und Nr. 5, S. 104—107, mit 20 Abb. Berechnung des Bogens nach teilweise graphischen und rechnerischen Verfahren und Anwendung auf ein Beispiel.

### Brückenbau.

a) Allgemeines.

**198.** Brückenprüfungswagen. Von Rgbmstr. Kreß, Hannover. Bautechnik 1923, Nr. 5, S. 33/34, mit 1 Abb. Beschreibung des 1910 von der Eisenbahndirektion Hannover eingerichteten Wagens und zugehörigen Gerätes.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

**199.** Vorschriften der deutschen Reichsbahn für Eisenbauwerke. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Schaechterle. Bautechnik 1923, Nr. 4, S. 29—31 und Nr. 5, S. 36—38, mit 5 Abb. Besprechung der Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken. Bisher in den einzelnen Ländern zugrunde gelegte Lastenzüge, zugelassene Spannungen und Stoßzahlen. Jetzige Festsetzungen.

**200.** Entrostung der Müngstener Brücke. Der elektr. Betrieb 1923, Nr. 3, S. 34, mit 3 Abb. Verwendung eines Sandstrahlgebläses von 1,8 bis 3 atm. Druck, das in einem Eisenbahnwagen aufgestellt war.

Vgl. Nr. 198.

**Industriebauten.**

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

**201.** Neuere wirtschaftliche Bauweise in Eisenbeton ohne Schalung nach System Lupescu. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, S. 3, S. 17—21, mit 19 Abb. Schornsteine aus einer inneren und äußeren Schicht Formsteinen, deren Zwischenraum ausbetoniert wird, Anwendung auf Wasserbehälter, Silos, Stützmauern, Leitungsmaste.

**Gründungsarbeiten usw.**

**202.** Vom Grundwasser-Senkungsverfahren. Von Privatdozent Dr.-Ing. Schultze, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 7, S. 49, mit 3 Abb. Behandlung der zwei Sonderfällle: einseitige Anlehnung an undurchlässiges Gelände und Absenkung unter Flüssen.

**203.** Gründung auf Abeg-Beton-Bohrpfählen. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg. 1923, Nr. 3, S. 19). Entgegnung auf die Ausführungen von Prof. Dr. Dörr in Nr. 1 durch den Direktor der Allg. Bau-A.-G., Berlin.

**Wasserbau.**

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

**204.** Eine neue Vertikalgeschwindigkeitskurve in strömendem Wasser. Von Prof. Welikanoff, Moskau. Zentralblatt 1923, Nr. 9/10, S. 49. Theoretisches zur Turbulenzströmung.

**205.** Die Bewegungsgesetze und die Mengenbestimmung des Grundwassers. Von Zivilingenieur Koschmieder, Berlin. Gesundheits-Ing. 1923, Nr. 5, S. 49—51, mit 2 Abb. Aus Erfahrungen des Verfassers abgeleitete Formeln.

**206.** Die Berechnung der Spiegelabsenkung bei der Entnahme von Grundwasser und die Ergiebigkeit der Fassungsanlagen. Von Ziviling. Koschmieder, Berlin. Gesundheits-Ing. 1923, Nr. 7, S. 79—81. Verschiedene Rechnungsarten und Zahlenbeispiele.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

**207.** Bauausführungen auf dem Gebiete der Wasserwirtschaft im Jahre 1922. Von Reg.- u. Baurat Seifert, Berlin. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 1, S. 6—8. Landeskulturarbeiten (Ödland- und Hochmoorkultivierung), Talsperrenbauten, Kanäle, Flußregulierungen und -kanalisierungen, Hafenbauten, Seebauten.

**208.** Neue Grundlagen für die Berechnung der Geschiebeführung in Flußläufen. Von Oberregrat Dr.-Ing. Kurzmann, München. Die Wasserkraft 1923, Nr. 2, S. 17—18. Besprechung des Buches von Dr. Schaffernatz. (Verlag Franz Dentike, Leipzig 1922.)

**209.** Die wirtschaftliche Bedeutung des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Von Oberverwaltungssekretär Neitzel, Holtenau. Bautechnik 1923, Nr. 6, S. 44/45. Geschichte und Entwicklung der Kanalpläne von 1391 ab. Heutige Bedeutung.

**210.** Die neue franz. Fachzeitschrift „La Navigation du Rhin". Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 44, S. 863. Erscheinen der ersten Nummer am 10. Nov. Inhaltsangabe.

**211.** Binnenschiffahrtskanäle in England. Von Geh. Regierungsrat Wernekke, Zehlendorf. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 1, S. 8. Auszug aus einem Vortrag des Leiters des Trent-Kanals, Mr. Rayner, vor einer Ortsgruppe des Instituts of Transport.

**212.** Ausbesserung des 14000 t-Schwimmdocks in Soerabaja (Java). Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 4, S. 90, mit 4 Abb. und De Ingenieur 1922, Nr. 29. Das 1914 in Holland erbaute Dock läßt sich in 3 Teile zerlegen, die es gestatten, daß jedesmal ein Teil zur Ausbesserung, die in den Tropen häufiger stattfinden muß, auf den beiden anderen aufgedockt werden kann.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

**213.** Kolksichere Sturzböden. Von Dr.-Ing. Läufer. Die Wasserkraft 1923, Nr. 3, S. 23—26, mit 10 Abb. Sehr einfacher und billiger hölzerner Sturzboden, der in kürzester Zeit zur Ausfüllung vorhandener Kolke dient und Bildung neuer Kolke verhindert.

**214.** Neuartige Turbinenanordnung für hintereinander gelegene Stauweiher. Die Wasserkraft 1923, Nr. 3, S. 30. Beschreibung einer patentierten Anordnung von Prof. Forchheimer.

**215.** Die Einordnung des Walchenseewerks in den zweckmäßigen Ausbau der Wasserkräfte des Isar- und Loisach-Gebietes. Von Reg.- u. Baurat Ziegler, Clausthal. Die Bautechnik 1923, Nr. 4, S. 25—29 und Nr. 5, S. 34—36, mit 10 Abb. Allgemeine Grundsätze. Beschreibung der Anlage des Baues und der Ergänzungen des Walchenseewerks.

**Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.**

**216.** Der Ausbau des zweiten Simplontunnels. Zentralblatt 1923, Nr. 9/10, S. 56. Auszug aus einem Vortrag des Prof. Andreae von der Techn. Hochschule Zürich.

**217.** Neues Verfahren beim Abteufen von Bergwerksschächten mit Hilfe von armierten Betonformsteinen. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 5, S. 112—113, mit 2 Abb. Beschreibung eines Verfahrens, bei dem unter Verwendung von armierten Betonformsteinen, Vorteile bei der Ausmauerung neuerer französischer Schächte erzielt worden sind. Die Steine bilden die innere Bekleidung des Schachtes und werden mit Gußbeton hintergossen.

**Straßenbau.**

— — — —

**Eisenbahnbau und -betrieb.**

**218.** Zur Geschichte der Entwicklung des Gleises. Organ f. d. Fortschr. d. E. 1922, Nr. 21/23, S. 321. Kurze Angaben der wichtigsten Daten bei der Eisengewinnung und Entwicklung der eisernen Schiene.

**219.** Gestaltung des Gleises für große Fahrgeschwindigkeit. Von Dr.-Ing. Hanker, Wien. Organ f. d. Fortschr. d. E. 1920, Nr. 20, S. 297—302 und Nr. 21/23, S. 313—318, mit 18 Abb. Zweckmäßigste Krümmungsverhältnisse in wagerechtem und lotrechtem Sinne, sowie Untersuchung, wieweit die heutigen Oberbauten den gesteigerten Ansprüchen bei großen Geschwindigkeiten bezgl. dauernder Erhaltung der richtigen Krümmung entsprechen, und Folgerungen daraus.

**220.** Befestigung von Leitschienen. Von Rgbmstr. Lenz, Aschaffenburg. Organ f. d. Fortsch. d. E. 1922, Nr. 18, S. 275, mit 1 Abb. Anbringung von eisernen Bügelschleifen um die Schwellenköpfe herum.

**221.** 40 Jahre Eisenschwellenbau. Von Baurat Dr.-Ing. Lang. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 44, S. 856. Besprechung der Dr.-Ing.-Dissertation des Reg.-Brt. Diehl. (Betr. Verhältnisse in Baden.)

**222.** „Packan", Vorrichtung zum Waschen der Schienen an den Triebrädern der Lokomotiven zwecks Verbesserung der Schienenreibung. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 47, S. 916. Erprobte Vorrichtung, besser als Sandstreuer.

**223.** Scharfe Ermittlung der Fahrzeiten bei ungleichmäßiger Geschwindigkeit. Von Geh. Regrat. Prof. Dr.-Ing. Bränler, Wiesbaden. Organ f. d. Fortschr. d. E. 1922, Nr. 18, S. 265—270, mit 13 Abb. Zeichnerisches Verfahren zur Erleichterung der Schwierigkeiten der Integration der auftretenden Gleichungen.

**224.** Organisation des Massenverkehrs unter Verwendung von Großgüterwagen. Nach einem Vortrag von Regbrt. Laubenheimer, Berlin. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 49, S. 942/43. Wir leiden zwar an einem „Wagenmangel", aber an keinem Mangel an Wagen, da die Reichsbahn bei einem Gesamtbestand von rd. 580000 Güterwagen jetzt 50000 mehr als 1913 besitzt. Der Mißstand liegt in der mindestens doppelt so großen Umlaufszeit gegen den Friedensstand begründet. Mittel zur Steigerung der Leistungsfähigkeit. Steigerung der Tragfähigkeit und Beschleunigung des Umlaufs. Ausführliche Begründungen dazu.

225. Der neue Bahnhof in Stuttgart. Von Oberregbrt. Mayer, Stuttgart. Zentralblatt 1923, Nr. 718, S. 37—40, mit 13 Abb. Beschreibung und Kritik der hochbaulichen und Gleisanlagen. Hallendächer aus Holz auf Betonsäulen.

226. Schlafwagen 2. und 3. Klasse in Frankreich. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 43, S. 849. Versuch mit Abteilen, die auf jeder Seite 3 Betten übereinander haben.

227. Elektrische Zugbeleuchtung. Organ f. d. Fortschr. d. E. 1922, Nr. 21/23, S. 319—321, mit 7 Abb. Einrichtung der franz. Staatsbahn mit schwimmendem Regler, sowie Einrichtung nach Stone-Lilliput und nach Leitner. Berichte nach Génie Civil 1922, Bd. 81, Heft 2.

228. Vergleich zwischen Dampfbetrieb und elektrischem Betrieb auf Vollbahnen. Von Dipl.-Ing. Kuntze, Obering. an den Siemens-Schuckert-Werken. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 45, S. 871—873. Darlegung der Überlegenheit des elektr. Betriebes in technischer und wirtschaftlicher Beziehung.

229. Die Elektrisierung der Staatsbahnen in Ungarn. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 43, S. 847. 15 km lange Probestrecke bei Budapest fertiggestellt.

230. Elektrisierung in Chile. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 42, S. 827. Beginn der etwa 200 km langen Strecke Santiago—Valparaiso.

231. Die Einführung der elektrischen Zugförderung nach dem Kopfbahnhof der Central Illinois-Gesellschaft in Chicago. Révue générale des Chemins de Fer 1923, I, Nr. 1, S. 88—92 mit 1 Abb. Bericht über den Plan der Einführung des elektrischen Betriebes auf den Bahnen in Chicago, der sich infolge des Anwachsens des Verkehrs und der damit verbundenen Rauchplage im Innern der Stadt nötig macht.

232. Die Einführung des elektrischen Betriebes auf der französischen Staatsbahn. Organ f. d. Fortschritte d. E. 1922, Nr. 19, S. 295. Bericht nach Révue générale des Chemins de Fer, Mai 21.

233. Elektrisierung der japanischen Eisenbahnen. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 42, S. 826. Bestellung von 34 elektrischen Lokomotiven in England. Beabsichtigte Bahnbauten.

234. Die Pariser Eisenbahnkonferenz. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 42, S. 814. Gründung eines Internationalen Eisenbahnverbandes im Okt. 22 zu Paris, in dem Deutschland mit 13, Frankreich mit 12, England mit 11, Italien mit 8, Polen in Vertretung zugleich für Esthland und Lettland mit 8 und die anderen Länder (Österreich, Bulgarien, Orient, Belgien, Holland, Schweden, Schweiz usw.) mit noch weniger Stimmen vertreten sind.

235. Rückblick auf das Jahr 1922. Von Staatsminister a. D. Wirkl. Geh. Rat Hoff. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 1, S. 1—11. Allgemeines, die Finanzen der Reichsbahn, Form und Ordnung der Verwaltung, Personalverhältnisse, Zugbetrieb und Verkehrsleistung, Tarifpolitik, Neue Bahnen, Erweiterungsbauten, Fuhrpark, Privat- und Kleinbahnen. Forts. in Nr. 2, S. 22—23 über Österreich, Ungarn, Niederlande, Schweden, Norwegen, Dänemark usw.

Vgl. Nr. 195.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

236. Einfluß anfänglich verschiedener Feuchtigkeitsverhältnisse und die Schwindung von Zementen. Von Dr.-Ing. Nitzsche, Frankfurt a. Main. Zement 1923, Nr. 6, S. 42—44, 1 Abb. Versuche und deren Ergebnis: Anfängliches Feuchthalten frisch verarbeiteten Zementes ist unbedingt erforderlich.

237. Entwurf neuer Vorschriften für Eisenbetonbauten. Von G. Hermann, Sektionschef im Ministerium für öffentliche Arbeiten, Prag. Mitt. des Deutschen Ing.-Vereins in Mähren 1923, Nr. 1, S. 1—6. Abdruck der neuen in der Tschechoslovakei gültigen Bestimmungen.

238. Schutz von Beton gegen kohlesäurehaltiges Wasser. Zement 1923, Nr. 7, S. 53. Fette Mischung, Traßzusatz, Schutzanstrich.

239. Kohlensaures Barium als Schutzmittel gegen den Angriff sulfathaltender Lösungen auf Zementbeton. Von Dr.-Ing. Nitzsche, Frankfurt a. M. Zement 1923, Nr. 7, S. 51 mit 4 Abb. Ergebnisse diesjähriger Versuche. Vgl. Nr. 194 und 201.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

Vgl. Nr. 199 und 200.

### Holzbau.

240. Stabverbindung für Holzkonstruktionen. Von H. Spiesecke, Frankfurt. Der Holzbau (D. Bztg.) 1923, Nr. 3, S. 11, mit 1 Abb. Eine neue durch D.R.G.M. geschützte Konstruktion zum Anschluß von auf Druck und Zug beanspruchten Vertikalen und Diagonalen.

241. Kranbahnen aus Holz. Von Dipl.-Ing. Schneemann. Der Holzbau 1923, Nr. 2, S. 5—6, 3 Abb. Angenäherte statische Berechnung für Rahmenkonstruktionen bei leichten und langsam fahrenden Kranen.

Vgl. Nr. 225.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

242. Ortsstatute mit gleitenden Gebührensätzen. Von Magistratsbaurat Dr. Scheuermann, Wiesbaden. Der städt. Tiefbau 1923, Nr. 1/2, S. 1—5. Beiträge für Straßenreinigung, Müllabfuhr und Kanalunterhaltung.

243. Zur Frage der „Kleinstwohnungen". Von Dipl.-Ing. Ganzer, Karlsruhe. Deutsche Bauztg. 1923, Nr. 12/13, S. 57. Vorschlag, Kleinstwohnungen zu bauen und Begründung.

244. Der neue Schlachthof von Casablanca (Marokko). Von L. Benoist. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 5, S. 97—100, mit 6 Abb. Beschreibung der Anlage des in Eisenbetonkonstruktion erbauten Schlachthofes (12 800 m² überbaute Fläche) für Casablanca (100 000 Einwohner) und seiner Einrichtungen.

245. Die Wirkung von Regenüberfallbauwerken städtischer Kanalisationen auf die Vorfluter. Von Rgbmstr. Kurz, Berlin. Gesundheits-Ing. 1923, Nr. 7 S. 73—78, Nr. 8 S. 85—91. Ausführliche Darstellung über Beschaffenheit der Schmutzwasser, Dauer und Häufigkeit vom Überlauf, die Wirkungsweise der Überfallbauwerke u. dgl.

Vgl. Nr. 205 und 206.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

246. Straßenbahngleise in einem Senkungsgebiet. Bautechnik 1923, Nr. 7, S. 56. Verhältnisse in San Francisco, wo Sackungen bis zu 1,6 m vorgekommen sind.

247. Die Eröffnung der Nord-Südbahn in Berlin. Zentralblatt 1923, Nr. 11/12, S. 69, 1 Abb. Kurze Beschreibung der Anlage. Eröffnung am 30. Januar d. J.

248. Hochbahn Philadelphia. Bautechnik 1923, Nr. 5, S. 39, 1 Abb. Auszug aus dem Electr. Railway Journ. vom 25. XI. 22. Beschreibung der eisernen Tragkonstruktion.

249. Der Beschleunigungsvorgang beim Anfahren von Schnellbahnzügen. Von Ing. Dr. Wittsack, Mannheim. Der elektr. Betrieb 1923, Nr. 3, S. 28—32, 4 Abb. Rechnerische Darstellung.

### Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

— — — —

### Bauunfälle.

250. Schwerer Betriebsunfall am Niagara. Die Wasserkraft 1923, Nr. 1, S. 32. Generator-Explosion im Kraftwerk der Ontario Power Co. infolge einer Drehzahlüberschreitung durch Abschalten mehrerer Werke.

### Amtliche Mitteilungen.

Ministerielle Erlasse.

251. Erlaß, betr. die Bezüge der Regierungsbauführer während ihrer Beschäftigung bei einer örtlichen Bauleitung. Zentralblatt 1922, Nr. 9/10, S. 59. Erhöhung des Ausgleichszuschlags ab 17. Januar auf 369 %.

252. Auszug aus dem Haushalt des Reichsverkehrsministeriums für 1923. Bautechnik 1923, Nr. 6, S. 45—47, Nr. 7, S. 52—55. Abteilung für Wasserstraßen und Reichseisenbahn. Erweiterungs- und Neubauten.

253. Der Entwurf zum preußischen Staatshaushalt für 1923. Zentralblatt 1923, Nr. 5/6, S. 30—34, Nr. 7/8, S. 44—46. Einmalige und außerordentliche Ausgaben für Bauten, Wissenschaft, Kunst und Volksbildung.

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

254. Überstunden. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 13, S. 98. Jeder Arbeitnehmer ist zur Überarbeit in Notfällen verpflichtet. Weigerung ist Grund zur fristlosen Entlassung. (L. G. Altona 5, 173/21.)

255. Räumung einer Werkwohnung. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 10, S. 72. Verpflichtung zur Räumung bei Beendigung des Dienstverhältnisses. (Entscheidung des A.-G. Radeberg Cg 202/22 vom 17. Nov. 22.)

256. Wiederbeschaffungspreis und Geldentwertung. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 8, S. 56. Reichsgerichts-Entscheidung vom 19. Dez. 22.

257. Ist der in Verzug befindliche Schuldner verpflichtet, dem Gläubiger den durch die Geldentwertung entstandenen Schaden zu ersetzen? Von Rechtsanwalt Dr. Bodlaender, Berlin. Tiefbau 1923, Nr. 9, S. 21/23. Reichsgerichtliche Entscheidungen.

258. Folgen verzögerter Zahlung. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 13, S. 95. Entscheidung der Berliner Handelskammer, daß jeder entstandene Schaden zu ersetzen ist.

259. Verträge mit gleitenden Preisen. Von Risse, Köln. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 42, S. 313. Mit Erfolg erprobtes Verfahren der Reichsbahndirektion Köln.

260. Vergebung zu gleitenden Preisen. Von Haun, Dresden. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 49, S. 941. Beschreibung des von der Reichsbahndirektion Dresden bestens bewährten Verfahrens.

**Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.**

261. Einheitliche Bezeichnungen für die Festigkeitsberechnungen von Ingenieurbauwerken. Von Regbrt. Weizel, Karlsruhe. Bautechnik 1923, Nr. 5, S. 39. Vorschlag zu einigen Änderungen.

262. Über die große Völkernot. Von President Frank Vanderlip, New York. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 46, S. 888—891. Übersetzung einer hochbedeutenden Rede in der Jahresversammlung der amerikan. Gesellschaft der Zivilingenieure über die Wirkungen des Weltkrieges und die Lage in Europa.

263. Die Geschichte und die Organisation der Académie des Sciences. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 4, S. 89—90. Kurzer Abriß der Geschichte und der Aufgaben der französischen Akademie der Wissenschaften.

---

# KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

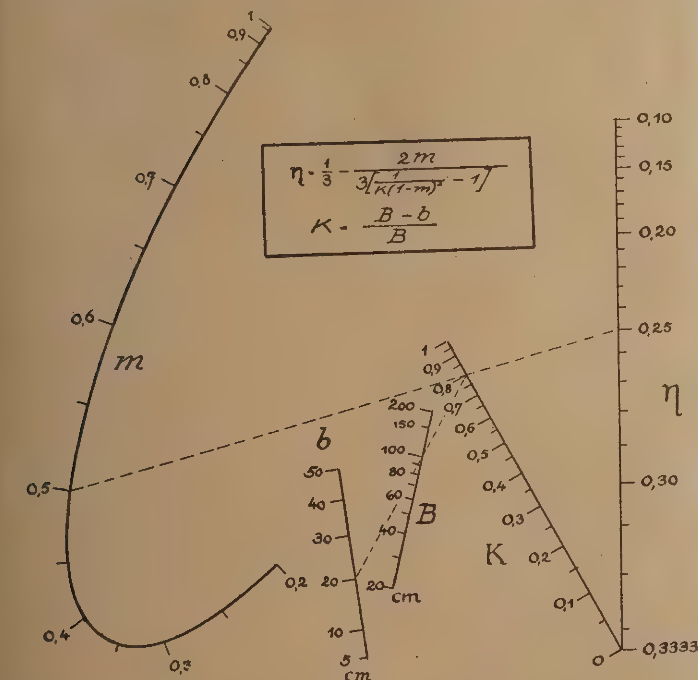
## Eine Rechentafel für den Eisenbetonbau.

Von Dipl.-Ing. Friedrich Reinhold, Assistent an der Technischen Hochschule Danzig.

In dem Aufsatz von Herrn Dr.-Ing. Lamberg in Heft 20, S. 631, Jahrg. 1922 dieser Zeitschrift „Vereinfachte Berechnung von Plattenbalken usw." findet sich ein Schaubild (graphische Darstellung in cartesischen Koordinaten) für die Beziehung

$$\eta = \frac{1}{3} - \frac{2\,m}{3\left[\frac{1}{K(1-m)^2} - 1\right]}.$$

Die Darstellung soll bei gegebenen Werten K und m die Ermittlung von $\eta$ gestatten. Das gelingt jedoch nur sehr unvollkommen. Nimmt man beispielsweise das Rechnungsbeispiel aus dem genannten Aufsatz mit $K = 0{,}828$ und $m = \frac{d}{x} = \frac{8}{19{,}43} = 0{,}412$ und versucht mittels des Schaubildes $\eta$ zu ermitteln, so scheitert das (wenn man sich nicht mit einer groben Annäherung begnügt) an der Schwierigkeit, den Wert K zwischen den Kurven einzuschalten. Die Interpolation des Wertes m gelingt schon leichter. Auf jeden Fall ist mittels des Schaubildes eine genauere Rechnung unmöglich. Durch Darstellung in etwa 2—3facher Größe und Einzeichnung zahlreicher Zwischenkurven für K ließe sich die Genauigkeit natürlich entsprechend erhöhen. Jedoch erforderte das eine außerordentlich mühsame Zeichen- und Rechenarbeit.




Auch die Benutzung einer Zahlentafel, wie sie am Schluß des Aufsatzes abgedruckt ist, ist beispielsweise zur Ermittlung von $\eta$ für $K = 0{,}828$ und $m = 0{,}412$ (siehe oben) ebenfalls sehr unbequem; andererseits wäre die Herstellung einer umfangreicheren, genaueren Tafel wieder sehr mühsam.

Beides, cartesisches Schaubild wie Zahlentafel, wird zweckmäßig durch eine Rechentafel nach der Methode der fluchtrechten Punkte ersetzt. Einige Vorteile sind vor allem in die Augen springend: die leichte Interpolationsmöglichkeit, die geringe Zeichenarbeit bei der Herstellung und die große Übersichtlichkeit. Weitere Vorteile sind die Möglichkeit beliebiger Genauigkeitssteigerung der Ableseergebnisse ohne erheblichen Mehraufwand an Zeichenarbeit und die geringe Rechenarbeit bei der Herstellung.

Mit dem nebenstehenden, verkleinert abgebildeten Nomogramm (Unterteilungen der Skalen sind fortgelassen) läßt sich sowohl $\eta$ aus m und K ermitteln, als auch K aus B und b. Das gestrichelt eingezeichnete Ablesebeispiel gibt: B = 100 cm; b = 20 cm; (K = 0,8); m = 0,5; $\eta = 0{,}250$. Es ist zweckmäßig, zur Ablesung ein durchsichtiges Zelluloidlineal oder eine auf Pauspapier gezeichnete Gerade als „Weiser" zu benutzen, mittels dessen man die Werte für B und b verbindet, im Schnittpunkt der Weisergeraden mit der K-Skala eine Nadel- oder Zirkelspitze einsetzt, den Weiser um diesen Punkt herumdreht und auf den Wert m einstellt, um dann auf der $\eta$-Skala das Ergebnis ablesen zu können. Zeichnet man sich das Nomogramm in einer Größe von etwa 25—30 cm Höhe und versieht es mit Unterteilungen, so kann eine Genauigkeit auf etwa 4 Dezimalstellen erreicht werden.

Ein Blick auf die beiden Rechentafeln, die cartesische und die fluchtrechte, und ein Vergleich zeigt wohl die hervorragende Überlegenheit der letzteren Methode, die größere Verbreitung verdiente.

Literatur zur Einführung in dies Gebiet: von Pirani, Graphische Darstellung in Wissenschaft und Technik (Sammlung Göschen) und anschließend Schilling, Über die Nomographie von M. d'Ocagne (Teubner).

## Wellenbrecher an den Großen Seen in Nordamerika.

Bericht aus „Engineering News Record" 1922, Heft 17 vom 29. X. 1922.

An den amerikanischen großen Seen sind seit Ende des letzten Jahrhunderts Molen in erheblicher Länge hergestellt worden, um die bedeutenden Hafenanlagen vor den starken Stürmen zu schützen. Zwei Arten von Molen sind bis jetzt gebaut worden, die sich beide gut bewährt haben: 1. Molen aus reiner Steinschüttung, 2. Molen aus Beton- und Eisenbetonschwimmblöcken.

1. Die Molen aus reiner Steinschüttung. Zum Bau der Wellenbrecher werden möglichst schwere und unregelmäßige Bruchsteine verwandt, die mit Hilfe schwimmender Krane versetzt werden. Die seeseitige Böschung des Steindammes ist unter 1:1,3 geneigt, die hafenseitige Böschung unter 1:1,5; die Krone liegt ca. 2,70 m über dem normalen Wasserspiegel und ist 3 m breit.

2. Die Molen aus Beton- und Eisenbetonschwimmblöcken. Die ersten Betonschwimmblöcke wurden bereits im Jahre 1888 gebaut; Stürmen heftigster Art waren sie ausgesetzt, haben bis jetzt aber noch keinerlei Beschädigungen erlitten. Nur in den ersten Jahren nach dem Bau wurde durch Entstehen von Eis an der Oberfläche der Blöcke eine dünne Betonschicht weggesprengt, eine Erscheinung, die an den alten Blöcken heute nicht mehr zu beobachten ist. Die Schwimmblöcke sind aus einer Betonmischung 1:3:6, manche aus einer 1:2½:5-Mischung hergestellt, wobei an Stelle des Sandes feinster Bruchsteinsplitt verwandt wurde. Zur Ausfüllung der Schwimmblöcke diente Magerbeton. Angaben über die Größe der Schwimmblöcke sind nicht gegeben; aus zwei Abbildungen kann die Höhe ungefähr zu 8 m, die Länge ungefähr zu 20 m ermittelt werden.

Was die Kosten der beiden Verfahren anbetrifft, so ist die Steinschüttung bis zu einer Wassertiefe von 8—10 m billiger als der Bau der Wellenbrecher mit Schwimmblöcken. Als Durchschnittspreis, der an den Großen Seen ermittelt wurde, ergibt sich für den laufenden Meter Steinschüttung 224,50 Dollar, bei Verwendung von Betonschwimmblöcken 222,25 Dollar. Dr.-Ing. Finter, Karlsruhe.

### Eine fünfte Brücke über den East River in New York.

(Nach Eng. New. Rec. 4. Jan. 1923.)

Der Verkehr über die bestehenden East Riverbrücken nimmt derartig rasch zu, daß sie kaum mehr den Bedürfnissen genügen. Man hat schon die alte Brooklynbrücke für den Kraftwagenverkehr gesperrt, so daß nur Pferdefuhrwerk darübergehen darf, während die benachbarte Manhattanbrücke nur für Kraftwagenverkehr benutzt wird. Infolgedessen ist der Verkehr auf dieser Brücke in den letzten 10 Jahren von 5000 auf 38000 Fuhrwerke am Tage gestiegen. Die Williamsburghbrücke zeigt gleichzeitig eine Verkehrszunahme von 6000 auf 23000 Fuhrwerke am Tage. Ähnlich ist auch der Verkehr auf der Queensborobrücke gestiegen. Jetzt hat der Commissioner of Plant and Structures, Grover A. Whalen, 200 000 $ für Bohrungen und andere Vorarbeiten zum Bau einer neuen Straßenbrücke im Zuge der 8. Straße, also wenig nördlich der Williamsburghbrücke, angefordert. Die Brücke soll 548 m Stützweite der Mittelöffnung haben und ähnlich wie die Manhattanbrücke als Kabelbrücke mit rd 9 m hohem Versteifungsträger und steifen eisernen Pfeilern gebaut werden, doch sind außer den Hauptkabeln zahlreiche schräge Spannseile von der Pylonenspitze zu den einzelnen Punkten des Versteifungsträgers vorgesehen, wie sie bei den älteren Kabelbrücken, z. B. der Brooklynbrücke, vorhanden sind und sich dort auch bewährt haben. Die neue Brücke soll 4 Tragwände und 2 Fahrbahnen erhalten. Die obere enthält 3 Fahrstraßen von 7 m, 11 m und 7 m Breite, die untere eine 7 m breite Straße für gleislose Bahnen, eine 11 m breite Fahrstraße und 2 Gleise für eine Untergrundbahnlinie, ferner auf jeder Seite zwei Fußwege von 1,8 m Breite. Die Kosten der Brücke sind auf 27 000 000 $ geschätzt, dazu kommen 14 820 000 $ für den Grunderwerb. Mh.

---

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN USW.

### Werkvertrag und Geldentwertung.

Zur Ergänzung meiner Arbeit in Heft 23/24 des vorigen Jahrgangs bemerke ich noch folgendes:

Der Formel 6 auf Seite 723 zugrundeliegende Begleittext läßt eine verschiedene Auslegung zu. Wie der Ansatz der Gleichungen im zugehörigen Zahlenbeispiel aber beweist, ist unter dem Lohnanteil hier natürlich der reine Lohn ohne Zuschlag zu verstehen. Die Überteuerung erfolgt in der Weise, daß außer dem Gesamtpreis des ursprünglichen Anschlages die Materialpreisdifferenz plus Zuschlag $\alpha$ und die Steigerung des reinen Lohnanteils im Verhältnis $\frac{L'}{L}$ vergütet wird.

Würde der Lohnanteil einschl. Zuschlag $\xi$ verrechnet, so folgt bei sonst gleichbleibenden Verhältnissen für $\alpha$ der Wert:

$$\alpha = \frac{\xi\,(M' - M - L)}{M' - M}.$$

Gelangt die Überteuerung in der Weise zur Verrechnung, daß der ursprüngliche Lohn-Einheitspreis einschl. Zuschlag des Kostenanschlages außer Ansatz bleibt, so folgt $\alpha$ aus der Gleichung:

$$\xi\,(M' + L') = \xi\,M + (M' - M)\,\alpha + \xi\,L',$$

d. h. es muß $\alpha = \xi$ sein, was natürlich auch eine einfache logische Überlegung ergibt.

Ferner muß in dem Zahlenbeispiel auf Seite 721, rechte Spalte, 30. Zeile von oben, die Zahl 310 im Zähler mit 570 im Nenner vertauscht werden. Die Ausrechnung ergibt alsdann 60,50 anstatt 52,50.

Bei dieser Gelegenheit sei noch auf folgende Druckfehler aufmerksam gemacht:

auf Seite 722 linke Spalte 25. Zeile von oben muß heißen:

$$\mu = \frac{S}{L} \text{ anstatt } \eta = \frac{S}{L}$$

auf Seite 755 linke Spalte 32. Zeile von oben muß heißen Gleichung 7' anstatt 6; dgl. 37. Zeile Gleichung 7' anstatt Gleichung 6.

Dr.-Ing. Müller.

### Ernennungen.

In der außerordentlichen Sitzung des Professorenkollegiums der Technischen Hochschule in Graz vom 21. Dezember 1922 wurde einstimmig der Beschluß gefaßt, die Herren Ingenieur Franz Brunner, Generaldirektor und erstes Vorstandsmitglied der Aktiengesellschaft für Eisenindustrie und Brückenbau vormals Johann Caspar Harkort in Duisburg am Rhein und Friedrich Ohmann, Architekt, Hofrat und Professor an der Akademie der bildenden Künste in Wien, Ehrendoktor der Technischen Hochschule in München und der Deutschen technischen Hochschule in Prag, die Würde eines Doktors der technischen Wissenschaften der Technischen Hochschule in Graz ehrenhalber zu verleihen.

Rektor und Senat der Technischen Hochschule Danzig haben unterm 6. d. M. nachbenannten Herren die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen:

Herrn Dr.-phil. A. Ebeling, Direktor der Siemens & Halske A.-G. wegen seiner Verdienste um die wissenschaftlich-technische Entwicklung des Fernsprechkabels und insbesondere wegen des Ausbaues des Pupin-Systems für Fernkabel.

Herrn Geheimen Oberpostrat im Reichspostministerium P. Craemer wegen seiner Verdienste um die Errichtung und Weiterbildung des Liniennetzes der Telegraphie, insbesondere um den planmäßigen Anschluß der Nachbarstaaten an das deutsche Fernkabelnetz und um die Verlegung der neuen Ostseekabel.

### „AGO".

Vom 15. Februar 1923 ab ist der Stundensatz von 3000 M auf 4000 M erhöht.

### Hafenbautechnische Gesellschaft Hamburg.

Die politische und wirtschaftliche Möglichkeit vorausgesetzt, wird unsere diesjährige Hauptversammlung am 25. und 26. Mai, demnach am Schluß der Pfingstwoche, in Regensburg stattfinden. Es ist beabsichtigt, diesen Zeitpunkt im Jahre auch für die späteren Tagungen festzuhalten, demnach unsere Mitglieder und Freunde künftig alljährlich am Schluß der Pfingstwoche zu unseren Hauptversammlungen zusammenzuführen.

Die diesjährige Tagung soll, der allgemeinen Lage entsprechend, zeitlich möglichst beschränkt werden. Für Donnerstag, den 24. Mai ist ein Begrüßungsabend vorgesehen. Freitag, den 25. Mai sollen vorm. zwei Vorträge stattfinden; der erste wird „die süddeutschen Wasserstraßen und ihre Hafenanlagen", der andere „die Beziehungen Süddeutschlands zu den deutschen Seehäfen" behandeln. Für den Nachmittag ist ein Besuch der Befreiungshalle bei Kelheim geplant. Für Sonnabend, den 26. Mai sind (auf einer Dampferfahrt nach Passau) Besichtigungen der Arbeiten an der Kachletstufe oder wahlweise jener an der mittleren Isar in Aussicht genommen. Den Teilnehmern wird Gelegenheit geboten, am Sonntag, den 27. Mai von München aus im Gange befindliche Wasserbauarbeiten an der oberen Isar, am Inn oder Walchensee zu besuchen.

---

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. Dez. 1922.

Kl. 19 a, Gr. 26. J 20 050. Charles Franklin Jacobs, Chicago, V. St. A.; Vertr.: F. A. Hoppen, Patentanw., Berlin SW 68. Verfahren zur elektrischen Schweißung von Schienenenden. 9. II. 20. V. St. Amerika 5. VIII. 15.

Kl. 19 e, Gr. 3. D 37 679. Howard Thomas Ryton Dray, Boulag. Cairo, Ägypten; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Grenzstein mit schraubenförmigem Anker. 31. V. 20.

Kl. 20 i, Gr. 4. R 56 661. Rombacher Hüttenwerke Abteilung Westfälische Stahlwerke Bochum, Bochum. Herzstück für Rille schienenweichen. 29. VIII. 22.

Kl. 20 i, Gr. 8. St 36 186. Georg Stierl, Berlin-Steglitz, Steinstraße 5. Vorrichtung zum Befestigen des Wurzelendes von Weichenzungen. 21. IX. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. Dez. 1922.

Kl. 19a, Gr. 24. Wilhelm Schwartz, Essen, Katharinenstr. 24. Gleis für Kleinbahnen auf Unterlegplatten. 28. V. 21.

Kl. 37a, Gr. 4. W. 58 537. Hermann Wahl, Ilmenau. Tragendes Holzwerk für Holz- und Holzfachwerkhäuser. 4. VI. 21.

Kl. 37 b, Gr. 2. K 77 145. Rudolf Krausz, Wien; Vertr.: H. Springmann, E. Herse u. Fr. Sparkuhle, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Hölzerner Wandbaukörper. 13. IV. 21. Österreich 23. IV. 20.

Kl. 80b, Gr. 13. M. 65 352. Dr. Julius Marcusson, Berlin-Lichterfelde, Moltkestr. 29. Verfahren, um Beton, Mörtel, Zement und ähnliche Stoffe öldicht zu machen; Zus. z. Anm. M 63 497. 8. IV. 19.

Kl. 85c, Gr. 3. St 31 861. Städtehygiene- und Wasserbaugesellschaft m. b. H., Wiesbaden. Verfahren zur Behandlung von Abwasser in Klär- und Faulräumen mit Druckluft. 29. III. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. Dez. 1922.

Kl. 20 g, Gr. 1. R 55 995. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff, Act.-Ges., Rheine i. Westf. Laufrollenträgeranordnung an Drehscheiben mit unterteilten Hauptträgern; Zus. z. Pat. 310 301. 23. V. 22.

Kl. 35 d, Gr. 9. K 73 872. Hermann Keil, Ettinghausen, Kr. Gießen. Hebezeug mit Winde zum Heben und Senken von Lasten, insbesondere zum Auf- und Abladen von Holzstämmen. 21. VII. 20.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 87 457. Dr.-Ing. Fritz Heyn, Stettin, Grabower Straße 6 b. Heber nach Patent 156 796. 20. X. 21.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 72 471. Arthur H. Müller, Blankenese. Bewegliches Wehr. 10. 11. 21.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 72 472. Arthur K. Müller, Blankenese. Verwendung des beweglichen Wehres nach Anm. M 72 471 für Wasserkraftanlagen; Zus. z. Anm. M 72 471. 10. II. 21.

Kl. 85 c, Gr. 6. D 39 202. Dr.-Ing. Walter E. Fischer, Kochstr. 7, Dipl.-Ing. H. Keppner, Vohburger Str. 4, München, u. Otto Mohr, Wiesbaden, Adolfsallee 11. Abwasserreinigungsbecken, bestehend aus Klär-, Frischschlamm- und Faulschlammraum; Zus. z. Anm. F 48 544. 28. 11. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. Dez. 1922.

Kl. 35 b. Gr. 1. H 87 231. Josef Holzamer, Offenbach a. M., Wasserhofstr. 17. Einrichtung zum Überführen fahrbarer Hebezeuge u. dgl. von einer Fahrbahn auf eine beliebig dazu gerichtete andere Fahrbahn. 29. IX. 21.

Kl. 35 b, Gr. 1. P 44 426. Wilhelm Prollius, Hamburg, Hegestraße 39. Hellingkrananlage; Zus. z. Pat. 346 965. 19. VI. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. G 52 613. Gutehoffnungshütte Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Dammbalkenverschluß an Wehren und Schleusen. 17. XII. 20.

Kl. 84 a, Gr. 6. V 17 071. Alexander Vogt, Borna i. Sa. Vorrichtung zum Entschlammen von langgestreckten Behältern. 17. XII. 21.

Kl. 84 c, Gr. 4. F 73 260. Dr. Friedrich Merkl, Wien; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Dampf- und Druckluftramme. 31. III. 21. Österreich 28. VIII. 17.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. Dez. 1922.

Kl. 19 a, Gr. 24. 368 675. Gottfried Künstler, Dortmund, Victoriastr. 17. Gleisjoch für Kleinbahnen. 22. VII. 21. K 78 494.

Kl. 20 g, Gr. 1. 368 581. Maschinenfabrik Deutschland, G. m. b. H., Dortmund. Drehscheibe mit unterteilten Hauptträgern. 16. XI. 21. M 75 764.

Kl. 20 h, Gr. 6. 368 745. Heinrich Lindemann, Wanne. Hebevorrichtung für entgleiste Eisenbahnwagen. 23. XI. 21. L 54 380.

Kl. 20 i, Gr. 8. 368 725. Fa. J. Kaiser, Plettenberg i. W. Gleitstuhl für Weichenzungen und Verfahren zu seiner Herstellung. 12. XI. 20. K 75 117.

Kl. 20 i, Gr. 39. 368 746. Hartwig Scholz, Quedlinburg, Stieg 4. Warnsignal für Wegeschranken. 13. V. 22. Sch 64 891.

Kl. 37 e, Gr. 10. 368 754. Otto Arndt, Gumbinnen, Königstr. 12. Endlager für Schalungsgerüste zur Herstellung von Decken; Zus. z. Pat. 257 378. 27. I. 17. A 29 008.

Kl. 37 e, Gr. 10. 368 755. Karl Olitsch, Charlottenburg, Friedbergstr. 12. An den Stützen der Deckenschalung aufgehängtes Schalungstraggerippe. 8. VII. 20. O 11 712.

Kl. 37 f. Gr. 3. 368 757. Emil Manz-Hohenegger, Wetzikon, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Bierreth, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Schachtabdeckung für Wasserbehälter. 4. II. 21. M 72 430. Schweiz 4. II. 20.

Kl. 38 h, Gr. 2. 368 490. Chemische Fabriken vorm. Weiler-ter Meer, Ürdingen, Niederrh. Verfahren zum Imprägnieren von Holz. 27. III. 21. C 30 351.

Kl. 80 a, Gr. 33. 368 561. Naamlooze Vennootschap Enkhuizer Betonijzerbouw voorheen A. Last & Zonen, Enkhuizen, Holland; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61, Maschine zum Stampfen unrunder Betonrohre. 31. V. 21. N 19 970. Holland 8. I. 21.

Kl. 80 a, Gr. 46. 368 722. Sigurd Bruun, Kopenhagen; Vertr.: F. Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Schalungsform für Betonbalken von ⊥-förmigem Querschnitt. 19. XII. 19. B 92 047. Dänemark 29. X. 15.

Kl. 80 b, Gr. 1. 368 562. Kaspar Winkler, Altstetten b. Zürich, Schweiz; Vertr.: Cramer u. Dr. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren, um Zementmörtel- und Betonmassen vollkommene Undurchlässigkeit, ein beträchtlich gesteigertes Haftvermögen und die Eigenschaft außerordentlich raschen Abbindens zu erteilen. 31. X. 20. W 56 683.

Kl. 81 e, Gr. 32. 368 517. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstr. 70. Anlage zur Förderung des Abraums vom Abraumbagger zur Ablagerungsstelle. 4. III. 21. G. 53 242.

Kl. 84 a, Gr. 3. 368 795. Johannes Heyn, Stettin, Grabower Str. 6b. Selbsttätige Heberanlage. 14. XI. 20. H 83 096.

Kl. 84 a, Gr. 3. 386 796. Johannes Heyn, Stettin, Grabower Str. 6b. Selbsttätiger Heber, bestehend aus Hilfsheber und Hauptheber. 8. III. 21. H 84 554.

Kl. 84 b, Gr. 1. 368 646. Franz Fenzl, München, Amalienstr. 79. Tauchschleuse mit röhrenförmigem Schwimmtrog. 29. VI. 21. F 49 598.

Kl. 85 e, Gr. 1. 368 647. Dr.-Ing. Richard Weiß, Köln-Braunsfeld, Aachener Straße 567. Notauslaßkläranlage. 2. VIII. 21. W 59 018.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. Dez. 1922.

Kl. 5 d, Gr. 9. 369 229. Karl Partsch u. Otto Lindner, Hindenburg O.-S. Druckwasserstrahlapparat zum Fördern von Spülversatzgut u. dgl. 6. VI. 18. P 36 794.

Kl. 19 a, Gr. 28. 369 238. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen. Brechstange für das Abbiegen der Schienennagelköpfe von dem Schienenfuß. 2. IV. 21. S 57 692.

Kl. 19 a, Gr. 31. 369 066. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Sandsammelwagen. 11. IX. 21. S 57 531.

Kl. 20 i, Gr. 40. 369 110. Mc Kenzie, Holland and Westinghouse Power Signal Company Limited, Walter Allan Pearce u. Bernard Hartley Peter, London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Betätigungs- und Überwachungseinrichtung für Eisenbahnsignale. 7. III. 20. M 68 555. England 27. III. 19.

Kl. 20 k, Gr. 9. 369 239. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: R. Boveri, Mannheim-Käferthal. Aus zwei Backen und einem Preßorgan bestehende Drahtklemme, insbesondere für Oberleitungsdrähte elektrischer Bahnen. 2. II. 22. A 37 054.

Kl. 20 k, Gr. 9. 369 240. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Querdrahtaufhängung für mehrere Fahrleitungen mit Kettenlinienaufhängung einer elektrischen Bahn. 31. I. 22. S 58 775.

Kl. 37 e, Gr. 9. 368 976. Constantin Kaniut, Westherbede, Ruhr. Verfahren zur Herstellung von Schalungsgerüsten für Beton- und Eisenbetonbauten; Zus. z. Pat. 351 158. 17. IX. 19. K 70 250.

Kl. 80 b, Gr. 21. 368 882. Julius Koeppen u. Karl Herrmann, Frankfurt a. M., Bürgerstr. 89. Verfahren zur Herstellung eines durch hohe Festigkeit ausgezeichneten Hartbetons. 17. IX. 21. H 87 046.

Kl. 84 c, Gr. 2. 368 880. August Wolfsholz, Preßzementbau Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zum Gründen von Staudämmen. 28. XI. 20. W 56 831.

---

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Wasserstraßen, Häfen und Landeskulturarbeiten in Wirtschaft und Verkehr. Von E. Mattern. Mit 97 Abb. im Text. Verlag von Wilhelm Engelmann. Leipzig 1922. Preis: Grundpreis geh. 30 M; geb. 33 M.

Der in der Bauingenieurliteratur bereits bestens bekannte und eingeführte Verfasser übergibt in dem vorliegenden großzügig angelegten und glänzend durchgeführten Werke die Ergebnisse jahrelanger Studien und Vorarbeiten seinen Fachgenossen. Die hier behandelten Fragen gehören zu den wichtigsten und anregendsten des ganzen Bauingenieurwesens und werden bei allen Fachgenossen nicht nur wegen ihres fachlichen Wertes, sondern vor allem auch wegen ihrer allgemeinen Bedeutung für das Wiederaufleben eines großzügigen deutschen Binnen- und Auslandsverkehrs und die Ausnutzung unserer Wasserkräfte auf ein weitgehendes Interesse und Eingehen rechnen können. Der Verfasser hat nur allzu recht, wenn er in der Einleitung zu seinem Werke darauf hinweist, daß die güterschaffende Arbeit des Wassers zum Nutzen der Volks- und Staatswirtschaft heute stark in den Vordergrund allgemeinsten Interesses gerückt ist. Eine kurze Zusammenstellung des Inhalts des Werkes wird genügen, um dies noch besonders zu unterstreichen; behandelt doch der Verfasser zunächst in glänzender

Darstellungsart nacheinander, anschließend an einem bedeutsamen geschichtlichen Rückblick auf die ältere und neuere deutsche Wasserwirtschaft, die Wasserwirtschaftspolitik, den Einfluß des Versailler Vertrages auf diese, auf die Verfassung des Reiches und die deutsche Wasserwirtschaft, weiter Aufgaben und Ziele dieser. In einem weiteren Kapitel werden dann die Binnenwasserstraßen in Verkehr und Wirtschaftlichkeit, alsdann die Häfen und Seewasserstraßen besprochen, im letzten Teil die See- und Binnenhäfen des Reiches und die zu ihnen führenden Schiffahrtsverbindungen. Auch hier wird, wie überall, auch die verkehrstechnische, organisatorische sowie verwaltungsgemäße, endlich wirtschaftliche Seite behandelt. Ein Beispiel für die Ertragsberechnung einer größeren Hafenanlage beschließt dies hochinteressante Kapitel. Zum Schlusse kommt der Verfasser auf die Landeskulturarbeiten zu sprechen, auf die Meliorationen, die Land- und Forstwirtschaft in Beziehung zu ihnen, auf technische und wirtschaftliche Maßnahmen in dieser Hinsicht, namentlich auf die Gewinnung von Wasserkräften, Be- und Entwässerungsanlagen, Aufhöhung von Ländereien, Urbarmachung von Ödländereien, Dünenkultur, Strand- schutz usw.

Das in jeder Hinsicht erstklassige, auch von dem Verlage glänzend ausgestattete Werk enthält alles, was nicht nur ein deutscher Ingenieur, sondern auch der deutsche Volkswirtschaftler von den deutschen Wasserstraßen, unseren Häfen und Landeskulturarbeiten wissen muß. Daneben enthält das Werk wertvolle Angaben und Beurteilungen, die zu weiteren Untersuchungen, Klärung der behandelten Fragen und Entwickelungen den Anstoß geben werden. Möge dem aus bester Kenntnis der einschlägigen Verhältnisse mit hervorragender Klarheit, vollem Sachverständnis und klarem fachmännischen Urteil geschriebenen Werk in weitesten Kreisen unseres Volkes die seinem inneren Werte entsprechende Aufnahme zuteil werden und, wie es der Verfasser mit Recht als den Lohn für seine umfassende Arbeit erhofft, die Frage des deutschen Wasserverkehrs und der Landeskultur dem allgemeinsten Verständnisse näher bringen, damit „jeder einzelne Beteiligte für die Erfüllung der Aufgaben der Zeit seine Kraft einsetzt". M. F.

Prof. Dr. Emil Sax. Die Eisenbahnen. (Die Verkehrsmittel in Volks- und Staatswirtschaft, Bd. III.) Berlin, Verlag von Julius Springer. 1922. 614 Seiten. Grundzahl 18.

Mit diesem (dritten) Band liegt die 2. Neuauflage des bedeutsamen Werkes „Die Verkehrsmittel in Volks- und Staatswirtschaft" nunmehr vollständig vor. Wir beglückwünschen Verfasser und Verlag dazu aufs herzlichste; sehen eine Bereicherung auch darin, daß Professor Dr. E. von Beckerath in dem sechsten Abschnitt, in dem er die Wandlungen der Wirtschaft im Zeitalter der Eisenbahnen, insbesonder ederen Wirkungen auf die Volks- und Weltwirtschaft, behandelt, den Gedankengang des hochbetagten Autors durchaus weiterführt, ihn selbstverständlich durch neues Tatsachenmaterial belebt, wie es seit den 70er Jahren des vorigen Jahrhunderts angewachsen ist. Auf Bitten von Professor Sax hat auch sein ehemaliger Schüler an der deutschen Prager Universität, der gegenwärtige Abteilungsvorstand in österreichischen Bundesministerium für Verkehrswesen, Hilscher, redaktionelle Hilfe geleistet in den Abschnitten über Organisation und über Personalwirtschaft, da Sax mit Recht auch daran gelegen war, die neuere Verwaltungspraxis der Staatsbahn in den theoretischen Ausführungen zu verwerten und diese durch Einzelheiten aus ihr zu beleben. Die Entwicklungen im Eisenbahnwesen, die als Folgen der Kriegsereignisse und ihrer Folgewirkungen sich vollziehen mußten, sind auch in der Darstellung berücksichtigt, so daß sowohl der Verwaltungsbeamte wie der volkswirtschaftliche Forscher, Lehrer und Lehrling mit Dank und Gewinn die Abschnitte durcharbeiten werden: 1. Die Eisenbahnen als Gegenstand der Gemeinwirtschaft. 2. Verwaltungsaufgaben, wobei einer allgemeinen Übersicht dieser Maßnahmen nach Grund und Ziel die Schilderung des Konzessionssystems, der finanziellen Beteiligung des Staates an Privatbahnunternehmungen, des Verpachtungs-, des von Sax durchaus abgelehnten gemischten und des Staatsbahnsystems folgt, Abschnitt 3 behandelt die Organisation der Verwaltung, während 4 unter „Ökonomik" die Ökonomie in der Bau- und Betriebstechnik und die spezifisch wirtschaftliche Seite der Eisenbahnverwaltung: Tarifaufbau- und Tarifbemessung sowie die wirtschaftlichen Maßnahmen betreffend Bau- und Betriebsführung dargestellt werden. Anschließend an die Geschichte der Eisenbahnen werden die wirtschaftlichen Wirkungen der vervollkommneten Verkehrsmittel zusammengefaßt, wobei auch hervortritt, daß sich an die ökonomischen Folgen weitgehendste kulturelle und andere Wirkungen alsbald angeschlossen haben. Die Reichhaltigkeit der tiefschürfend behandelten Fragen tritt auch in einem Register zutage, das allerdings noch ausführlicher hätte ausgestaltet werden können, wie Referent anderseits auch eine kurze Literaturübersicht vermißt, die gerade bei deren großer Fülle pädagogisch ausgezeichnete Dienste geleistet hätte. Gehrig.

Vermessungskunde. 1. Teil. Stückvermessung und Nivellieren. Von Dr.-Ing. P. Werkmeister. 3. Aufl. Vereinigung wissenschaftl. Verleger. Berlin u. Leipzig. 1922. (Sammlung Göschen Nr. 468.)

Inhaltlich sind bei dem vorliegenden Bändchen keine Änderungen gegenüber der vorhergehenden Auflage vorgenommen worden. Die maßvolle Auswahl der einzelnen Abschnitte aus den an sich umfangreicheren geodätischen Spezialgebieten (Feldmessung, Nivellieren, Planherstellung, Flächenberechnung) und ihre gute, nur auf das Wesentliche Gewicht legende Darstellung sind Vorzüge, denen das Buch in dieser Form seine Verbreitung verdankt, und welche es als Hilfsmittel für denjenigen geeignet erscheinen lassen, dem an einer allgemeinen Orientierung liegt. Dr.-Ing. Otto Israel.

Georg Unold, Der Kreisträger. Heft 255 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. Verlag des Vereins Deutscher Ingenieure. Berlin 1922.

Der Verfasser behandelt den Spannungszustand und die Formänderungen eines kreisbogenförmig gebogenen ebenen Trägers unter winkelrecht zur Kreisebene wirkenden Kräften. Gegenstand der Betrachtungen ist hierbei sowohl der eingespannte Träger wie der drei- und mehrfach gestützte Ring. Die auftretenden Torsionsspannungen zwingen dazu, von vornherein getrennte Ansätze aufzustellen, je nachdem Querschnitte in Betracht gezogen werden, die dem Kreisquerschnitt nahekommen, bei denen also genau oder angenähert der Verdrehungswinkel proportional zum Drehmoment ist oder das I-Profil vorgelegt ist, das während der Formänderung keine ebenen Querschnitte zeigt.

Die Entwicklung und Begründung der Ansätze, die Durchführung der Rechnung wird klar, in wissenschaftlicher Hinsicht vorbildlich gegeben. An Hand der gewonnenen theoretischen Erkenntnis wird eine größere Anzahl von Belastungsfällen vollständig durchgeführt, so daß auch der in Praxis stehende Ingenieur ohne allzugroße Mühe mancherlei Anregung für die Durchführung seiner Arbeiten erhalten dürfte und das Buch voll Befriedigung aus der Hand legen wird. Das Buch wird daher den Fachgenossen aufs wärmste empfohlen. B.

Beton-Kalender 1923, herausgegeben von Beton und Eisen. Preis kart. 4,2 M × Schlüsselzahl. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1923.

Die neue Auflage nimmt in noch höherem Maße als ihre Vorgängerin Rücksicht auf die Siedelungsbauten und bringt in diesem Sinne die Landesbaupolizeibestimmungen sowie Ergänzungen der Abschnitte Mauerwerk im Hochbau und Zwischendecken. Im übrigen ist auch nach der Seite der Kalkulation der Kalender zweckmäßig weiter ausgebaut. Ob mit Wiedergabe ausländischer Bestimmungen (z. B. ungarischer, niederländischer, amerikanischer Eisenbetonbestimmungen, englischer und italienischer Bestimmungen für die Prüfung von Portlandzement), auch wenn sie abgekürzt gegeben sind, im Hinblick auf Papier und Kosten nicht etwas zu weit gegangen ist, kann dahingestellt bleiben. Auch die neue Auflage wird gleich ihren Vorgängerinnen sich allgemeiner freundlicher Aufnahme wegen ihres inneren Wertes und ihrer Gediegenheit erfreuen. M. F.

# STELLENÜBERSICHT.

43. Regbfr. oder Dipl.-Ing. für örtliche Leitung des Baues eines Wasserkraftwerkes ges. Erf. im Betonbau notwendig. Provinzial-Elektrizitätswerk Schlesien, Hirschberg in Schlesien. (Zentralbl. 7. II.)

44. Städtebauer für Skandinavien ges. Angeb. mit Probearbeiten und Schmierskizzen, die nicht zurückgesandt werden, unter J. 149 a. d. Verlag d. deutschen Bauzeitung (10. II.)

45. Dipl.-Ing. mit mehrjähr. Erf. in Wasser- und Eisenbetonbau von großer chemischer Fabrik Mitteldeutschlands ges. Angeb. unter U. K. 2129 an Rudolf Mosse, Berlin SW 19. (D. Bztg. 10. II.)

46. Bauingenieur zur Beaufsichtigung und Abrechnung von Neubauten, erfahren in Entwurf und Berechnung von Hüttenbauten von großem Hüttenwerk für sofort ges. Angeb. unter L. B. 00250 an die Ann.-Exp. Friedrich Schatz, Duisburg. (D. Bztg. 10. II*.)

47. Regbmstr. oder Dipl.-Ing. zur selbständigen Leitung von einer größeren Baustelle zu baldigem Eintritt von Großunternehmer gesucht. Angeb. unter D. T. 19 999 an die Ann.-Exp. Friedrich Schatz, Duisburg. (Zentralbl. 31. I.)

48. Rgbmstr. oder Dipl.-Ing., geschäftsgewandt, zur Unterstützung des Direktors einer Aktien-Ges. mit längerer Praxis in Hoch- und Tiefbau ges. Angeb. unter X. A. 23 a. d. Verlag d. D. Bztg. (3. II.)

49. Dipl.-Ing. — nicht Regbmstr. — mit Erf. und langjähriger Praxis im Eisenbetonbau von großer westfälischer Hütten- und Bergwerksgesellschaft für Bauabteilung ges. Angeb. unter „Bauabteilung Nr. E. V. 280" an Ala, Haasenstein und Vogler, Essen, Selmastraße 18. (Zentralbl. 14. II.)

50. 2 Dipl.-Ing. oder 2 Regbfr. des Wasserbaufaches im zweiten Ausbildungsabschnitt für die Erweiterungsbauten des Hunte-Ems-Kanals ges. Angeb. an das Wasserstraßenamt Oldenburg in Oldenburg, Schleusenstraße 1. (Bautechnik 26. I.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang. 15. März 1923. Heft 5

## EINE WERKS - HOCHBAHNBRÜCKE IN EISENBETON.

*Von Dr.-Ing. Ernst Mautner, Oberingenieur der Firma Dücker & Cie, Betonbaugesellschaft m. b. H., Düsseldorf.*

Für die im Siegerland heimische Spezial-Eisenerzeugung werden z. T. noch Hochöfen verwandt, die eine verhältnismäßig geringe Tagesleistung besitzen. Die hierfür benötigten Mengen an Rohstoffen sind dementsprechend auch gering und wurden bis vor kurzem und werden z. T. auch noch heute mit Fuhrwerk von der Bahnstation bis zum Ofen angefahren.

Diese Verhältnisse bestanden auch bei dem Hochofen der „Alten" Herdorfer Hütte in Herdorf. Während die großen Öfen der Friedrichshütte moderne Materialtransport- und Beschickungsanlagen besitzen, liegt dieser Ofen, wie aus dem Grundriß (Abb. 2) ersichtlich ist, in ziemlicher Entfernung von dem Anschlußgleis; zum Antransport der Rohstoffe bzw. Abtransport der Fertigerzeugnisse muß die Provinziallandstraße Betzdorf - Neunkirchen gekreuzt werden. Dieser Transport erfolgte bis in die letzte Zeit durch Fuhrwerk. Bei den steigenden Unkosten und Unterhaltungskosten des Fuhrwerksbetriebes wurde diese Art des Transportes aber immer unwirtschaftlicher, und so entschloß sich die Werksleitung im Frühjahr 1921 zum Bau einer normalspurigen Werkshochbahn, die das hochgelegene Werksanschlußgleis mit dem alten Ofen verbindet und die gleichzeitig — da sie mit Ausnahme der Straßenkreuzung ausschließlich über Werksgrund führt und die dort zur Verfügung stehenden Flächen als Lagerflächen für die ankommenden Massen, wie Erze, Koks und Kalk, verwendet werden sollten — als Zufuhr zu diesen unter der Brücke angelegten Material-Lagerplätzen dient.



Abb. 1. Herdorfer Brücke, Ansicht des Tragwerks

Für die Ausführung der Brücke kam reiner Eisenbau, Eisenbetonbau oder eine Verbindung von Stampfbetonpfeilern mit eisernen Tragwerken in Frage. Nach genauem Kostenvergleich entschied sich die Werksleitung für die Ausführung in Eisenbeton.

Die Brücke besteht aus einem von dem Anschlußgleis abzweigenden Hauptstrang, der vor dem Hochofen ausläuft und aus einem ungefähr in der Mitte dieses Stranges abzweigenden Seitenstrang, der hinter den Hochofen führt. Schwierigkeiten ergab die Festlegung der Trasse wegen der vielen zu kreuzenden Hüttenanlagen.

Zuerst mußte ein vorhandener Schornstein umgangen, dann die Provinziallandstraße in sehr spitzem Winkel gekreuzt, ein Pumpenhaus z. T. überbrückt werden; das Tragwerk überschreitet dann eine Drahtseilbahn, und endlich übersetzt die Brücke eine schräg zur Trasse verlaufende Gichtgasleitung. Hierdurch war die Entwicklung der Trasse sowohl in wagerechter Richtung — Krümmungsverhältnisse — als auch in senkrechter Richtung — Steigungsverhältnisse — ungemein eingeschränkt.

Als kleinster Krümmungshalbmesser mußte ein solcher von 140 m eingehalten werden und als größte Steigung 25‰. Die Länge der abgewickelten Hauptstrecke beträgt 296,68 m; davon liegt ein geschlossenes Stück von 140,68 m in der Steigung von 25‰, während der Rest von 156 m in der Wagerechten liegt. Der zunächst projektierte Seitenstrang ist 153,86 m lang und verläuft ganz wagerecht. Zur Umgehung der Hindernisse in wagerechter Richtung sind auf dem Hauptstrang 2 Rechts- und 3 Linksbogen von 140 m Halbmesser eingeschaltet, auf der Abzweigung ein Rechts- und ein Links-Bogen; außerdem an der Abzweigungsstelle selbst eine Linksweiche 1 : 7.

Das Tragwerk stellt mit Ausnahme der Überbrückung der Provinziallandstraße eine Gerüstbrücke dar und besteht aus Rahmentragwerken, die mit den Stützen starr verbunden sind. Die Stützen bilden Joche, die als Stockwerk-Rahmen ausgebildet sind. Je drei bzw. vier Brückenfelder sind zu einem geschlossenen Tragwerk zusammengefaßt und durch eine Trennungsfuge von dem Nachbar-Tragwerk getrennt. Die Fahrbahn liegt „oben" und besteht aus einer geschlossenen Fahrbahntafel zur Aufnahme des Schotterbettes, auf dem die Schwellen mit den Schienen liegen. Die Hauptträger liegen unter der Fahrbahntafel in 1,50 m Achsabstand und sind so angeordnet, daß ihre Achse in der geraden Strecke mit der Schienenachse zusammenfällt. Die Fahrbahnplatte, die eine Gesamtbreite von 3,20 m besitzt, ist quer über die Hauptträger gespannt und kragt an beiden Seiten darüber aus. Das Schotterbett wird durch eine seitliche Aufkantung der Fahrbahnplatte von 40 cm begrenzt. Um die Wagen an jeder Stelle der Brücke entladen zu können, ist ein seitlicher Bedienungssteg vorgesehen. Auf Konsolen, die von den Pfeilerjochen auskragen, ruht ein durchlaufender Eisenbetonträger, der die nach beiden Seiten ausladende Laufplatte und ein eisernes Geländer trägt. Zwischen Laufsteg und Fahrbahnplatte ist ein Zwischenraum von 1 m vorgesehen für das Durchwerfen der zu entladenden Materialien. Die Entwässerung der Fahrbahn erfolgt für jedes Tragwerk am tiefst gelegenen Punkt durch ein in der Mitte der Tafel angeordnetes

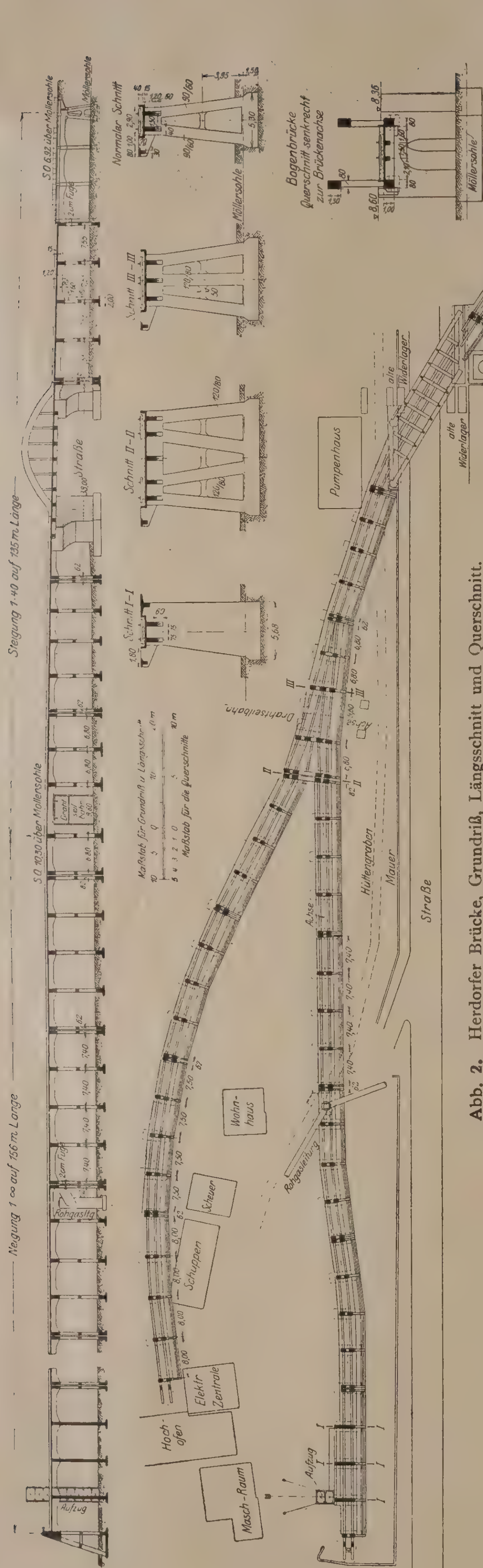



Abb. 2. Herdorfer Brücke, Grundriß, Längsschnitt und Querschnitt.

Abfallrohr, das durch eine darüberliegende grobe Steinpackung gegen Verstopfung geschützt ist. An der Stelle, an der die Weiche abzweigt, ergibt sich natürlich eine Verbreiterung der Fahrbahn und dementsprechend eine Vermehrung der Stützen der Pfeilerjoche auf 3 bzw 4. Am Ende des Hauptbrückenstranges ist ein Aufzug vorgesehen; für die Abstützung dieses Aufzugs und für die Auflagerung der Beschickungsbrücke mußten die vorletzten drei Pfeiler entsprechend verstärkt werden; da sie auch gleichzeitig als Trennwand zwischen den dort abgestürzten Materialien dienen sollen, wurden sie massiv ausgeführt. Das letzte Pfeilerjoch trägt den Prellbock und erhält noch zwei Schrägstützen, die die entsprechende Komponente des wagerechten Stoßes auf das Fundament übertragen.

Die Gründung der Brücke erfolgt, da tragfähiger Grund fast überall in normaler Tiefe vorhanden war, auf Eisenbetonbanketten im 1,50 m bis 2 m Tiefe unter Hüttenflur. Nur an einzelnen Stellen war eine Tieferfundierung auf Stampfbeton-Fundamenten erforderlich. Die konstruktive Ausbildung der Rahmentragwerke ist in Abb. 2 dargestellt.

Für die Überbrückung der Provinziallandstraße war ursprünglich ein ähnliches Tragwerk vorgesehen wie für den



Abb. 3. Herdorfer Brücke. Tragwerk mit Prellbock.

übrigen Brückenstrang. Über Eisenbeton-Zwischenpfeilern, die in der Achse der Straßenbordsteine angeordnet waren, sollten durchlaufende Träger unterhalb der Fahrbahnplatte die Straße überspannen. Für diese Anordnung der Pfeiler zu beiden Seiten der Fahrbahn wollte jedoch die zuständige Behörde wegen der Einschränkung der Provinzialstraße nur eine bedingte Genehmigung erteilen. Man entschloß sich daher, da ohne die Zwischenstützen die Spannweite der Brücke bei dem geringen zur Verfügung stehenden Durchfahrtsprofil für ein Tragwerk unter der Fahrbahn viel zu groß wurde, für ein System mit Fahrbahn unten, also ein Tragwerk oberhalb der Fahrbahn, u. zw. für einen Bogen mit Zugband und aufgehängter Fahrbahn (Abb. 4). Die Anordnung des Zugbandes war notwendig, da für die Ausbildung von Widerlagern, die den Bogenschub aufnehmen konnten, kein Platz vorhanden war. Das Tragwerk liegt, wie bereits angegeben, im Gefälle 1:40 (25‰). Die Brücke kreuzt die Straße unter einem Winkel von rd 32°, so daß sich die Spannweite bei einer Breite der Straße einschl. Bürgersteigen von 11 m auf 24,46 m vergrößert. Da die Widerlager parallel zur Straßenachse liegen, sind die beiden Tragwerkbogen wegen der vorstehend angegebenen schrägen Lage des Bauwerkes gegen die Straßenachse um 10 m gegeneinander versetzt. Der Abstand der beiden Tragwände beträgt von Achse zu Achse 6 m. Diese Breite ergab sich mit Rücksicht darauf, daß auf der Brücke der Gleisstrang im Bogen liegt. Die Fahrbahn besteht aus einer Eisenbetonplatte, die das Schotterbett mit Schwellen und Schienen trägt. Gestützt wird die Platte durch Schienenlängsträger, die parallel zur Sehne des Gleisbogens angeordnet sind. Diese Längsträger stützen sich wieder auf

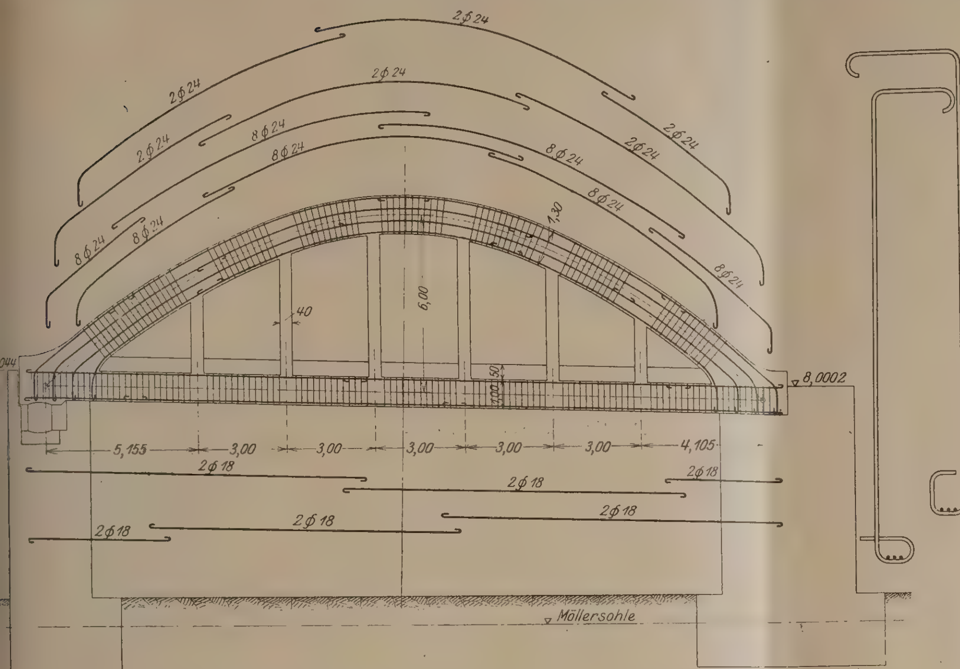



Abb. 4. Herdorfer Brücke, Bogen über der Provinzialstraße.

Querträger in je 3 m Abstand. Die Querträger endlich sind mittels Hängesäulen an den Hauptbogen aufgehängt. Diese Hängesäulen mußten unsymmetrisch zur Bogensymmetrie-Achse angeordnet werden, damit bei der gegeneinander versetzten Lage der Hauptträger jeweils die beiden Enden eines Querträgers gefaßt werden können. Zwischen zwei Hängesäulen dient auch noch das Zugband als Tragbalken für die Fahrbahnplatte. Um dem ganzen Bogensystem die Möglichkeit zu geben, den Formänderungen durch die Belastungen und den Längenänderungen infolge Temperaturschwankungen ohne weiteres folgen zu können, wurde auf einer Seite ein Pendelgelenk als Auflager vorgesehen, während auf der anderen Seite der Bogen unmittelbar auf das Widerlager aufgelegt ist. Die Pendelgelenke bestehen aus Eisenbeton im Mischungsverhältnis 1 : 3 und lagern auf einem Eisenbetongelenkstein. Sie wurden auf der Baustelle in besonders hierfür angefertigten Formen hergestellt und nach dem Erhärten an einbetonierten Schlaufen auf die Widerlager hinaufgezogen und verlegt. Die Einzelausbildungen zeigen die Schnitte in Abb. 5. Die Zylinderfläche auf der Unterseite des Tragwerks, in der die obere Walzfläche des Gelenkes sich dreht, ist aus Stahlformguß hergestellt. Diese Platte wurde unmittelbar auf den Gelenkstein aufgelegt, in die Schalung miteingebaut und sodann in den Bogen miteinbetoniert, so daß von vornherein ihre richtige Lage und ein sattes Aufsitzen entlang der Berührungslinie gewährleistet war. Das Zugband besteht aus sechs zu einem hochstegigen Profil zusammengenieteten U-Eisen. In Abb. 5 ist auch die Endverankerung des Zugbandes im Bogen und die Fassung der Bogenbewehrung durch das Zugband ersichtlich. Wegen der so stark gegeneinander versetzten Lage der Tragwände war die Anordnung eines Windverbandes bei Einhaltung des erforderlichen Lichtraum-Profils für die Brücke nicht möglich. Es mußten daher die Bogengurte in sich knicksicher und die Tragwände zur Aufnahme des seitlichen Winddrucks biegungsfest ausgebildet werden. Bei der Besprechung der Berechnungsgrundlagen wird darauf noch näher eingegangen. Die Widerlager der Brücke sind in Stampfbeton ausgeführt, und zum Zweck der Materialersparnis wurden Sparbogen vorgesehen. Die Gründung erfolgte in 2 m Tiefe unter Gelände auf tragfähigem Kiesboden.

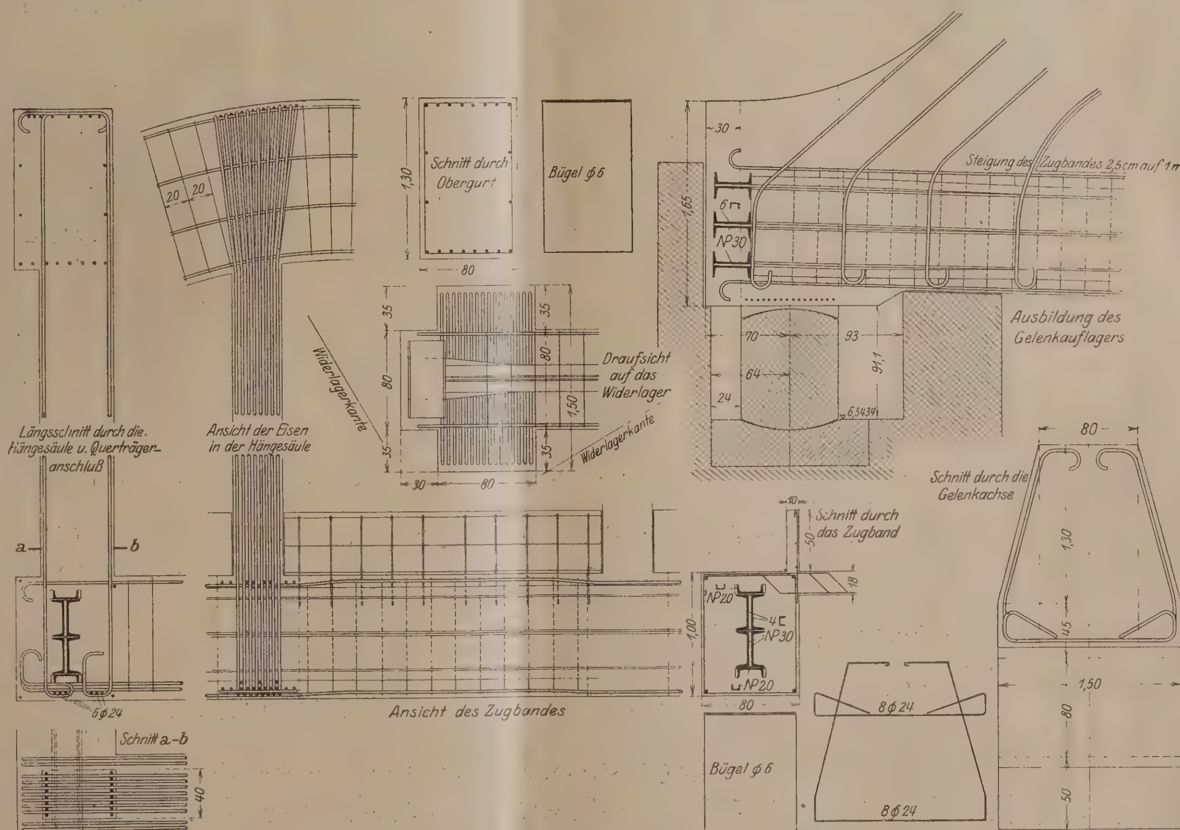



Abb. 5. Herdorfer Brücke. Einzelheiten der Bogenbrücke.

Die Berechnung des gesamten Tragwerkes erfolgte für die Beanspruchungen durch Eigengewicht, Verkehrslast, Bremskräfte, Wärmeänderungen, Schwinden, Winddruck und für die im Bogen liegenden Teile des Tragwerks auch auf

Fliehkräfte. Als Verkehrslast ist ein Lastenzug, bestehend aus einer Werkslokomotive von 45 t Gewicht und Staatsbahnwagen von 10 t Achsdruck zugrunde gelegt. Die Bremskräfte wurden mit $^1/_7$ des Zuggewichts und in der Tragbalkenachse wirkend angenommen. Für die Berechnung der Wärmespannungen wurde ein Wärmeunterschied von $\pm 15^0$ C und für die Schwindspannungen ein Wärmeabfall von $15^0$ C eingeführt. Winddruck und Fliehkräfte sind von den Pfeilerjochen aufzunehmen und wurden im Schwerpunkt des Verkehrsbandes bzw. in Schienenhöhe angreifend angenommen, wodurch sich außer der wagerechten Angriffskraft noch ein Zusatzmoment durch diese Kräfte auf das Rahmensystem der Pfeiler ergibt. Die Größe des Winddrucks wurde mit 150 kg/m² eingesetzt; die Fliehkräfte wurden nach der Formel $\frac{P \cdot v^2}{g\,R}$ berechnet. Die zugelassenen Beanspruchungen betragen 750 kg/cm² für Eisen und 30 kg/cm² für Beton bei senkrechter Belastung mit den in den Vorschriften vorgesehenen Erhöhungen bei den Zusatzbeanspruchungen durch Winddruck, Bremskräfte, Fliehkräfte usw.

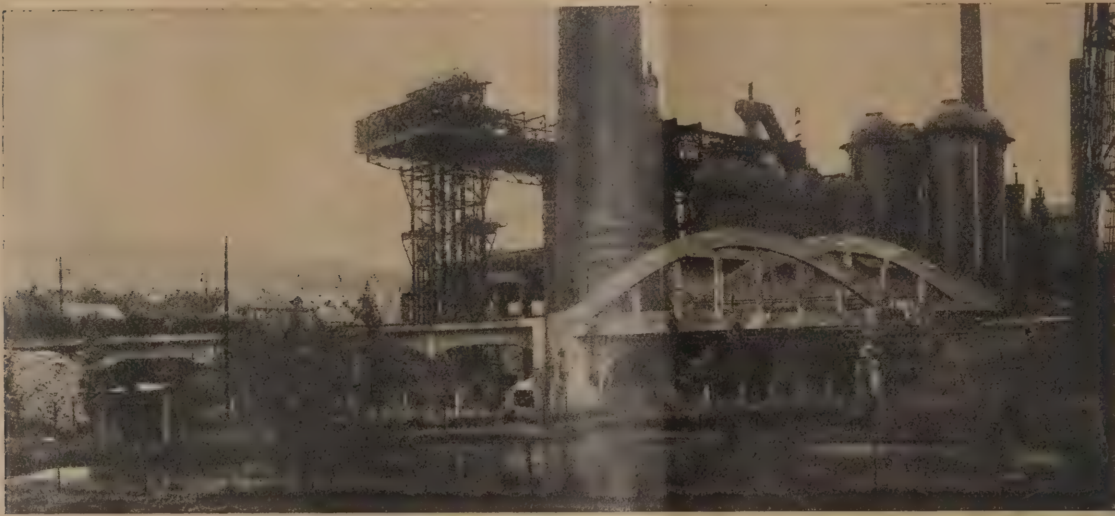


Abb. 6. Herdorfer Brücke. Ansicht der Bogenbrücke.

Das Tragwerk wurde, wie bereits erwähnt, zu 3 bzw. 4 Felder als Rahmen zusammengefaßt und als durchlaufender Balken auf elastisch drehbaren Stützen mit eingespannten Stützenfüßen nach der Methode von Ritter berechnet. Die Stützen bilden in der Querrichtung Joche und sind als sechsfach statisch unbestimmtes System untersucht. Abweichend hiervon sind nur die beiden Joche unter der Weiche, die 3 bzw. 4 Stützen erhalten.

Die über die Provinziallandstraße führende Brücke ist als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildet und unter Berücksichtigung der Längenänderung des Zugbandes in üblicher Weise berechnet. Da die Anordnung eines oberen Windverbandes nicht möglich war, mußte der auf den Obergurt wirkende Winddruck durch die Hängestangen auf die Querträger bzw. Fahrbahnplatte übertragen werden. Jene wurden daher biegungssteif ausgebildet und mit dem Querträger zu einem Rahmen starr verbunden. Aus diesem Grunde mußte auch davon abgesehen werden, die Hängesäulen, wie dies sonst üblich ist, erst nach dem Ausrüsten zu betonieren, — um Risse im Beton der Säulen durch die Längenänderung bei Einwirken des vollen Eigengewichts der Fahrbahn zu vermeiden — selbst auf die Gefahr hin, daß solche Risse später auftreten. Die Säule wurde mit dem Querträger in einem Stück betoniert bis zur Unterkante des Obergurts. Dort wurde eine falzartige Fuge gebildet, um eine Übertragung der Windkräfte des Obergurts auf die Säule auch durch den Beton und nicht nur durch die Hängeeisen zu ermöglichen. Der Obergurt wurde dann darüber weg betoniert. Obwohl die Brücke seit längerer Zeit bereits im Betrieb ist, hat sich ein Klaffen dieser Fugen bis heute nicht gezeigt. Der gesamte Winddruck auf das Tragwerk wird dann durch die massive Fahrbahnplatte, die als Träger in wagerechter Richtung wirkt, auf die Widerlager übertragen. Bei der großen freien Länge des Obergurts und der mangelnden Quersteifung war es geboten, diesen auch noch auf seine Knicksicherheit in bezug auf Ausknicken aus der Tragwandebene zu untersuchen. Für diese Berechnung wurde angenommen, daß der Gurt nach einer Wellenlinie (Cosinuslinie) ausknickt. Dem Ausknikken wirkt entgegen das eigene Trägheitsmoment des Gurtes und der Widerstand der Trograhmen, die durch die biegungssteifen Hängesäulen mit den Querträgern gebildet werden. Aus dem Knickungspfeil der Cosinuslinie und der Deformation des Querrahmens bei Angriff einer Last am oberen Ende wird das Trägheitsmoment der Hängesäule errechnet, das erforderlich ist, um das Ausknicken des Obergurts zu verhindern. Bei der Ausrüstung der Bogenbrücke wurden die Durchbiegungen und Längenänderungen des Tragwerkes gemessen. Die Durchbiegungen wurden am Obergurt und am Zugband in der Mitte des Tragwerks, auf der einen Seite mit Martensschen, auf der anderen Seite mit Griotschen Biegungsmessern gemessen. Die Übereinstimmung war den Verhältnissen entsprechend ziemlich gut; als Mittelwerte ergaben sich für den Bogengurt 0,2 mm, für das Zugband 0,7 mm Senkung. Diese Werte bleiben wesentlich unter den errechneten zurück, wobei auch zu berücksichtigen ist, daß das ungemein steife Zugband die theoretische Deformation verringert. Um über die Wirkung der Pendelgelenke einigen Aufschluß zu erhalten, wurde an den beiden Bogenenden, die über den Gelenken liegen, mittels empfindlicher Hebelapparate, die Ablesungen bis zu 1/10 000. mm Längenänderung gestatten, die Verschiebung der Enden gemessen. Es ergab sich im Mittel aus beiden Ablesungen eine gesamte Längenänderung (Streckung) des Tragwerkes beim Ausrüsten von 0,04 mm; dabei konnte sehr deutlich die ruckweise Änderung beim Fortschreiten des Ausrüstens beobachtet werden. Zur Herstellung des Bauwerkes wurden als Zuschlagstoffe Basaltsplitt und Rheinkies, als Zement ein Eisenportlandzement der Buderusschen Eisenwerke in Wetzlar verwendet.

Die Ausführung des Bauwerkes erfolgte durch die Firma Dücker & Cie., Betonbaugesellschaft m. b. H. in Düsseldorf, der auch die Projektierung oblag. Die Abbildungen 1, 3 und 6 zeigen Ansichten der fertigen Anlage.

# DIE PRESSLUFTWIRTSCHAFT IN DEN EISENBAUWERKSTÄTTEN[1]).

*Von Oberingenieur Schellewald, Dortmund.*

***Übersicht:*** Während sich bis vor kurzem die Verbesserung der Preßluftwirtschaft im Eisenbau auf Vervollkommnung der Werkzeuge beschränkte, wird durch vorliegende Arbeit nachgewiesen, daß durch systematische Überwachung und Verbesserung der Preßluftanlagen erhebliche wirtschaftliche und betriebstechnische Vorteile erzielt werden können. Die im einzelnen hierbei getroffenen Anordnungen werden eingehend beschrieben und es werden an Hand der durch Zeitdruckschreiber gewonnenen Diagramme die erzielten Ersparnisse an Stromkosten und sonstige Vorteile erläutert. Neben Hinweisen auf richtige Verwendung der Preßluft und die an Preßluftwerkzeuge zu stellenden Anforderungen folgt abschließend die Beschreibung einer Anlage zur Gewinnung der bei der Erzeugung von Preßluft entstehenden Wärme.

In der Zeit vor dem Kriege wurde das Unkostenkonto der Eisenbauwerkstätten durch die Kosten für Kraft in mäßigem Umfange belastet; dabei war es gleichgültig, ob die Werke die Kraft in eigenen Anlagen erzeugten oder ob sie dieselbe in Form von elektrischem Strom von einem Elektrizitätswerke bezogen. Der Anlaß, besonderen Wert auf sparsame Kraftwirtschaft zu legen, war unter diesen Verhältnissen nicht gegeben; damit fehlte naturgemäß auch der Anreiz, auf Sparsamkeit bei der Erzeugung und bei dem Verbrauch der Preßluft, deren Herstellung mindestens ein Drittel des gesamten Kraftverbrauches einer Eisenbauwerkstatt beansprucht, zu halten. Daß die Preßluft an sich kein wirtschaftliches Kraftübertragungsmittel ist, war wohl allseitig bekannt; da aber die Einführung der Preßluft die Kosten des Nietens offensichtlich erheblich verminderte und auch eine wesentliche Verbesserung und Verbilligung der Aufreibe- und Meißelarbeit herbeiführte, so begnügte man sich allgemein mit diesem Erfolg und nahm den schlechten Wirkungsgrad des Preßluftbetriebes als eine unabänderliche Tatsache mit in Kauf.

Nur die Preßluftwerkzeuge herstellenden Werke arbeiteten aus naheliegenden Gründen an der Verbesserung ihrer Erzeugnisse, sie mußten Wert darauf legen, den Luftverbrauch der Werkzeuge zu vermindern. Immerhin gingen aber ihre Bestrebungen in der Hauptsache darauf hinaus, durch die Wahl geeigneten Materials und durch die Verbesserung der baulichen Gestaltung die Lebensdauer der Werkzeuge zu verlängern, das Gewicht derselben herabzusetzen und sie handlicher und im Gebrauch bequemer zu gestalten. Nur in einer Hinsicht trat im Laufe der Zeit eine Änderung ein, als es nämlich gelang, elektrisch angetriebene Aufreiber zu bauen. Die wirtschaftlichen Vorteile dieser neuen Maschinen waren derartig in die Augen fallend, daß sie sich sehr bald Eingang verschafften und die Preßluftaufreiber zum großen Teile verdrängten. Aber auch diese Umwälzung gab keinen Anlaß dazu, sich mit der Möglichkeit, den Preßluftbetrieb wirtschaftlich zu gestalten, zu befassen; man verhielt sich auch durchgängig ablehnend gegen die Einführung und Benutzung von Meß- und Kontrollapparaten, die für die Prüfung und Überwachung der Kompressoren, Leitungen und Werkzeuge erforderlich sind.

Die wirtschaftliche Bedrängnis, in welche uns Krieg und Kriegsnachwirkungen versetzt haben, zwingt uns heute mit gebieterischer Notwendigkeit, mit einem unserer kostbarsten Güter, der Kohle, in jeder Hinsicht Haus zu halten; es gilt jetzt, mit allen Mitteln Kohle und, was das Gleiche ist, Kraft zu sparen. Herr Oberingenieur Hinz in Essen hat in einem in der Vereinigung zur Förderung technisch-wissenschaftlicher Vorträge im rheinisch-westfälischen Industriegebiet gehaltenen Vortrag[2]) über Preßlufterzeugung, Messung und Fortleitung in eindringlicher Weise auf die Verluste aufmerksam gemacht, die bei unsachgemäß geführter Preßluftwirtschaft entstehen, und gezeigt, daß bei aufmerksamer Überwachung erhebliche Ersparnisse erzielt werden können. Die Ausführungen des Herrn Hinz betreffen im wesentlichen den Bergbau, den größten Verbraucher von Preßluft, dessen Gebiet er auch die zur Erläuterung dienenden Beispiele entnommen hat; selbstverständlich trifft das für den Bergbau Geltende auch für alle übrigen Preßluft verbrauchenden Betriebe zu.

Die in dem erwähnten Vortrage gegebenen Anregungen veranlaßten den Ausschuß für wirtschaftliche Betriebsführung des Deutschen Eisenbau-Verbandes, sich eingehend mit der Frage der Wirtschaftlichkeit des Preßluftbetriebes im Eisenbau zu befassen; seine Arbeiten fanden ihren Niederschlag in einem Vortrag, den Herr Dipl.-Ing. Moeller in einer Versammlung der Betriebsingenieure der Eisenbauwerkstätten hielt. In dem Vortrag, der vom Eisenbau-Verband in Druck gegeben worden ist, sind die Richtlinien für den Bau und Betrieb von Preßluftanlagen zusammengestellt.

Eine Eisenbauwerkstatt, die vom Beginn ihres Preßluftbetriebes an besonderen Wert auf die ordnungsmäßige Unterhaltung und Überwachung der gesamten Preßluftanlagen gelegt hatte, sah sich durch die Hinzschen Anregungen veranlaßt, eine auch die geringsten Einzelheiten ihrer Anlage erfassende Überwachung einzuführen und den Versuch zu machen, den Preßluftbetrieb so wirtschaftlich wie möglich zu gestalten. Ob den Bemühungen Erfolg beschieden sein würde, erschien zunächst fraglich, da, wie schon gesagt, die gesamte Anlage dauernd in gutem Zustande gehalten worden war. Die Kompressoren wurden von Zeit zu Zeit überholt, die Leitungen wurden laufend auf Undichtigkeiten untersucht, zeigten sich solche, wurden sie sofort beseitigt, die Werkzeuge wurden ständig auf ihren Luftverbrauch hin geprüft, sobald derselbe ein bestimmtes Maß überstieg, wurden die Werkzeuge instand gesetzt und, falls notwendig, gänzlich außer Betrieb genommen; kurzum, es geschah alles, was nach der früheren Auffassung notwendig war, um den Preßluftbetrieb ordnungsmäßig zu führen. Die Aussicht, eine nennenswerte Verbesserung der Preßluftwirtschaft herbeizuführen, erschien bei der geschilderten Sachlage nur gering; man war sich darüber klar, daß die eingeleiteten Bestrebungen nur dann von Erfolg sein würden, wenn ein Weg beschritten wurde, der den geldlichen Wert der erhofften Ersparnisse zum Ausdruck brachte; lediglich in diesem Falle war zu erwarten, daß allen an der Arbeit Beteiligten die Wichtigkeit der getroffenen Maßnahmen zum Bewußtsein kommen und der Anreiz zum verständnisvollen Mitwirken gegeben würde.

Die Arbeiten sind zurzeit noch nicht zum Abschluß gelangt, jedoch sind die bis jetzt erzielten Ergebnisse so bemerkenswert, daß es angebracht erscheint, dieselben vorweg bekannt zu geben und nicht, wie ursprünglich beabsichtigt, zu warten, bis die geplanten Maßnahmen in vollem Umfange zur Ausführung gelangt sind, was noch eine Reihe von Monaten in Anspruch nehmen wird. Nach Lage der Dinge konnten die Verbesserungen nicht an allen Stellen gleichzeitig einsetzen, es wurde vielmehr schrittweise vorgegangen. Es wird von Wert sein, zu zeigen, wie sich im Laufe der Zeit immer wieder neue Gesichtspunkte ergaben, denen nachgegangen wurde.

In Abb. 1 ist der Grundriß des in Frage kommenden Werkes dargestellt; aus ihm ist die Lage der einzelnen Werkstätten, der Standort der Kompressoren und der Windkessel sowie die Lage der Preßluftleitungen nebst Ventilen und Abnahmestellen

[1]) Anmerkung der Schriftleitung: Diese, sowie auch die in Heft 4, Seite 115 dieser Zeitschrift veröffentlichte Arbeit verdanken ihr Entstehen den seit etwa 2 Jahren im Gange befindlichen Untersuchungen, die vom Ausschuß für wirtschaftliche Betriebsführung des D. E. V. angestellt werden. Auf den verschiedensten Gebieten der Betriebstechnik sind dank der opferfreudigen Mitarbeit der beteiligten Eisenbauwerkstätten bereits wertvolle Ergebnisse gewonnen. Ältere Arbeiten des Ausschusses sind in Form besonderer Berichte, die bei mehrfachen Auflagen stets schnell vergriffen waren, veröffentlicht. Da auch andere Industrien, namentlich auch solche des Bauwesens, aus diesen Arbeiten Nutzen ziehen können, soll künftig deren Bekanntgabe durch den „Bauingenieur" erfolgen.

[2]) „Die Preßluft" 1921, Heft 3 bis 5.

ersichtlich. Vorweg sei bemerkt, daß das Werk sich aus kleinen Anfängen entwickelt hat, und daß die eigenartige Lage und Anordnung der Werkstätten in diesem Umstand und ferner in der unregelmäßigen Gestalt des Grundstückes und der wenig günstigen Lage des Eisenbahnanschlusses begründet ist.

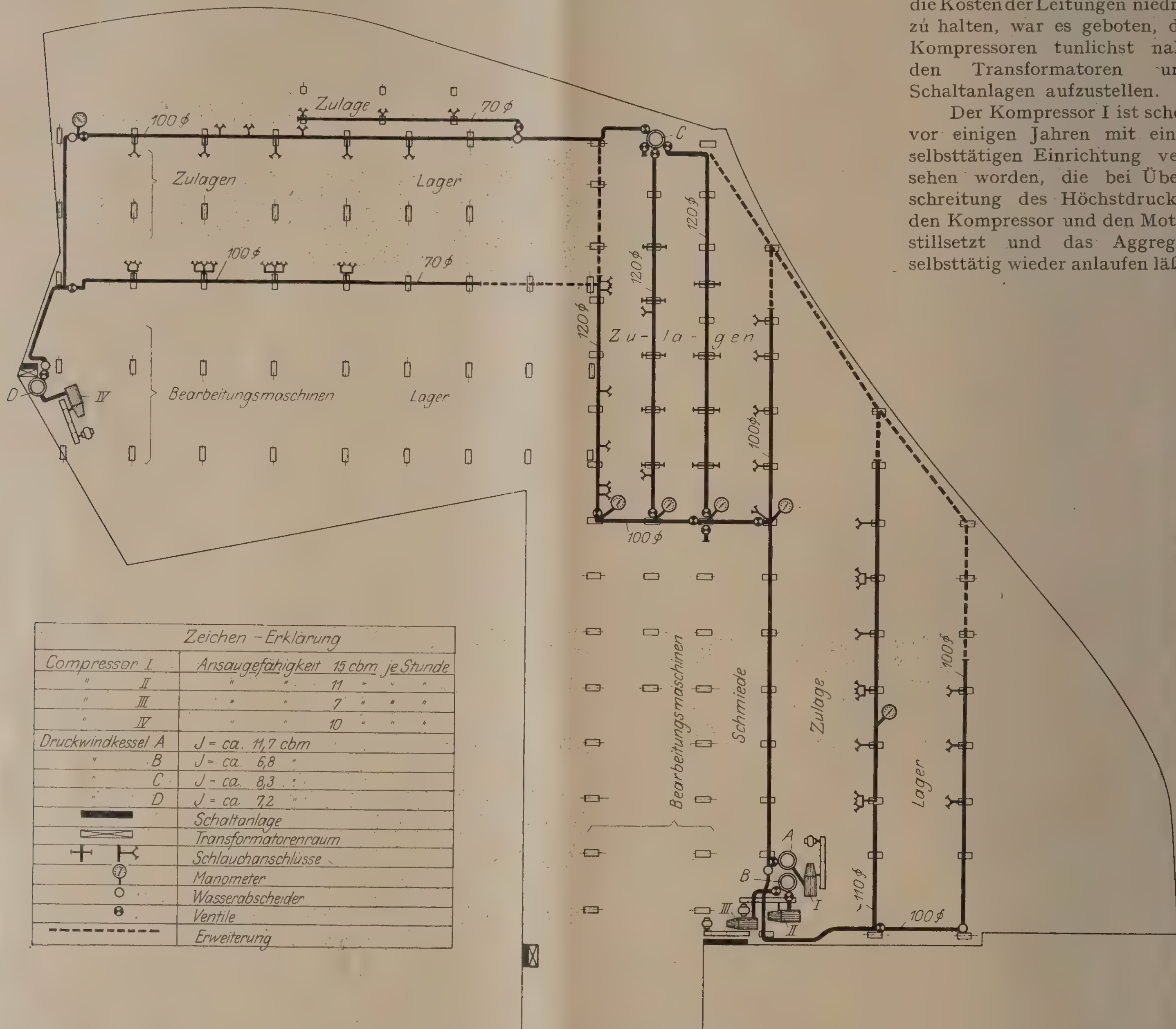



**Abb. 1.** Grundriß der Eisenbauwerkstätte.

Die vorhandenen vier Kompressoren arbeiten sämtlich zweistufig, sind aber verschiedener Bauart. Die Kompressoren I, III und IV sind Ventilkompressoren, Kompressor II besitzt Schiebersteuerung, sie sind mit selbsttätigen Ausschaltvorrichtungen versehen, die bei Überschreitung des einstellbaren Höchstdruckes den Leerlauf der Kompressoren einleiten. Die Kompressoren haben sämtlich Einzelantrieb von Elektromotoren mittels Riemen; durch diese Antriebsart war die Möglichkeit gegeben, den Kraftverbrauch des Preßluftbetriebes in einfachster Weise durch den Einbau von Stromzählern zu überwachen; als erste Maßnahme wurde die Ausrüstung eines jeden Kompressors mit einem Zähler durchgeführt; es sollte nicht nur der Kraftverbrauch an sich gemessen, sondern auch die Möglichkeit gegeben werden, die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Kompressoren mit einander zu vergleichen.

Daß insgesamt vier Kompressoren in Betrieb genommen worden sind, hängt mit der Entwicklung des Werkes zusammen; die Aufstellung an verschiedenen Standorten ist in der ungleichen Leistung der beiden vorhandenen Transformatorenstationen begründet. Um die Verluste in den Stromleitungen in den zulässigen Grenzen und die Kosten der Leitungen niedrig zu halten, war es geboten, die Kompressoren tunlichst nahe den Transformatoren und Schaltanlagen aufzustellen.

Der Kompressor I ist schon vor einigen Jahren mit einer selbsttätigen Einrichtung versehen worden, die bei Überschreitung des Höchstdruckes den Kompressor und den Motor stillsetzt und das Aggregat selbsttätig wieder anlaufen läßt, sobald der Druck der Preßluft unter eine bestimmte Höhe sinkt. Derartige Anlasser werden von der Firma Hundt & Weber in Geisweid und C. Friedrichs in Barmen gebaut. Die Leerlaufsarbeiten eines Kompressors und Motors sind sehr erheblich, so daß die Beschaffung der Anlasser unter allen Umständen lohnend ist. Die Beobachtungen haben ergeben, daß der tägliche Stromverbrauch beim Betrieb des Kompressors I mindestens 100 kWh niedriger ist als bei den anderen Kompressoren, die mit Leerlauf arbeiten. Werden Kompressoren mit der selbsttätigen Anlaßvorrichtung versehen, so empfiehlt es sich dringend, eine Vorrichtung anzubringen, die während des Stillstandes des Kompressors den Hochdruckteil des Zylinders mit der Außenluft in Verbindung bringt; es hat sich gezeigt, daß das Hochdruckventil zeitweise durch verhärtetes Öl gehindert wird, sich vollständig zu schließen. Die hoch-

gespannte Luft tritt dann bei längerem Stillstand des Kompressors in den Hochdruckzylinder zurück; der Kompressor kann unter diesen Umständen nicht leer anlaufen, sondern muß sofort gegen Druck arbeiten. Hierbei treten derartig starke Stromstöße auf, daß die Kontakte des elektrischen Anlassers anbrennen; dabei können schwere Schädigungen des Anlassers, des Widerstandes und des Motors auftreten.

Die Undichtigkeiten der Ventile und Kolbenringe der Kompressoren sind bedeutend, ihre Feststellung wird noch durchgeführt werden; in welcher Weise dies erzielt werden soll, wird weiter unten behandelt werden. Die sorgfältige Untersuchung hat gezeigt, daß die Luft aus der Leitung durch die stillstehenden, nicht in Betrieb befindlichen Kompressoren entweichen kann; es wird deshalb Vorsorge getroffen, daß alle Kompressoren, soweit dies noch nicht der Fall war, durch Ventile abgeschaltet werden können. Die Leerlaufvorrichtungen und auch die Anlaßvorrichtungen werden von dem Windkessel aus betätigt; die Absperrventile müssen also vor dem Anlassen der Kompressoren geöffnet sein, andernfalls liegt die Gefahr vor, daß der zulässige Druck überschritten wird und Kompressor und Motor Schaden erleiden. Hierauf sei besonders aufmerksam gemacht.

Die Preßluftleitungen, deren Länge, ohne die dünneren Abzweigleitungen nach den Entnahmestellen, über 1000 m beträgt, waren ursprünglich in üblicher Weise aus schmiedeeisernen Rohren mit Flanschenverbindungen hergestellt, ein Teil der Leitungen war im Boden verlegt, die Abzweigleitungen aus Gasrohr waren in die Hauptleitungen eingeschraubt und an den Einführungen mit Hanf gedichtet. Der Umbau der Leitungen wurde als erste Arbeit in der Weise durchgeführt, daß sämtliche Flanschenverbindungen entfernt und alle Rohrstöße geschweißt wurden, gleichzeitig wurden alle scharfen Knicke in den Leitungen durch Krümmer ersetzt. Die im Boden liegenden Rohre wurden ausgebaut und von allen Seiten zugänglich etwa 3 bis 4 m über dem Erdboden neu verlegt. Die Abzweigleitungen wurden eingeschweißt und die Stöße in denselben in den Muffenverbindungen mit ganz besonderer Sorgfalt gedichtet. Die Ersparnisse aus diesen Verbesserungen haben sich zahlenmäßig nicht erfassen lassen, da die Meßinstrumente, die dies ermöglicht hätten, erst nach dem Umbau der Leitung eintrafen; immerhin lassen die Aufzeichnungen über den Gesamtstromverbrauch des Werkes in den früheren Jahren, indem sie in Beziehung zur Erzeugung gebracht werden, den Rückschluß zu, daß die Stromersparnis, welche mit der Verbesserung der Leitungsanlage verknüpft ist, je Monat mindestens 10 000 kWh beträgt. Wahrscheinlich ist aber, daß diese Menge wesentlich zu niedrig geschätzt ist und daß in Wirklichkeit monatlich 15 000 kWh gegen früher gespart werden.

Eine Quelle besonders umfangreicher Luftverluste sind die Absperrorgane der Entnahmestellen, die Preßluftschläuche, die Schlauchkupplungen und die Abschlußorgane der Preßluftwerkzeuge. Bei dem starken Lärm, der mit dem Betriebe der Werkstätten verbunden ist, sind die Geräusche, die beim Ausblasen der Luft aus den undichten Stellen entstehen, nur schwer wahrnehmbar, zumal die Schärfe des Gehörs der Betriebsbeamten und Arbeiter im Laufe der Zeit nachläßt. Dem Auge sind Undichtigkeiten im Gegensatz zu Dampfleitungen, bei welchen schon die geringsten austretenden Mengen sofort sichtbar werden, nur unter besonders günstigen Umständen, wenn etwa Staub aufgewirbelt wird, erkennbar. Beamte und Arbeiter verhielten sich leider im allgemeinen den Undichtigkeiten gegenüber gleichgültig, sofern nicht die Leistung der Hämmer oder Meißel beeinträchtigt wurde; dies war umso mehr der Fall, als Belästigungen der Arbeiter durch die aus Undichtigkeiten austretende Luft nur in den allerseltensten Fällen eintreten.

In welchem Maße sich die kleinen Undichtigkeiten der Beobachtung entziehen und wieviel größer die Luftverluste auch bei anscheinend geringfügigen Undichtigkeiten sind, als man schlechthin vermuten sollte, haben verschiedene Untersuchungen gezeigt. Das Austreten von 0,1 m³ freier Luft in der Minute aus einer der üblichen Schlauchkupplungen mit Bajonettverschluß und Gummiringdichtung war für vier verschiedene Beobachter in der abgeschlossenen Werkstatt, in

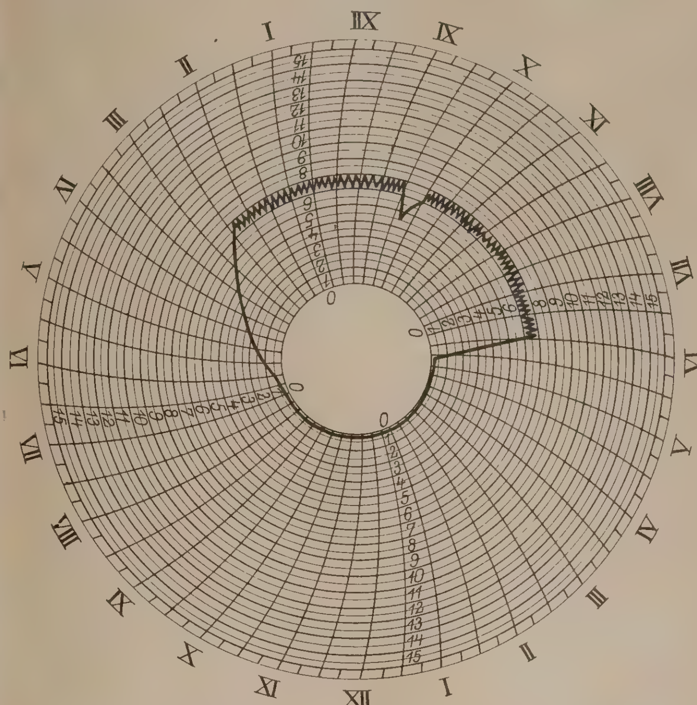


Abb. 2. Schaulinie des Zeitdruckschreibers vom 31. Juli 1922.

der die Instandhaltung der Werkzeuge erfolgt, nicht hörbar und konnte selbst durch das Gefühl kaum wahrgenommen werden; erst als die Menge der austretenden Luft auf 0,2 m³

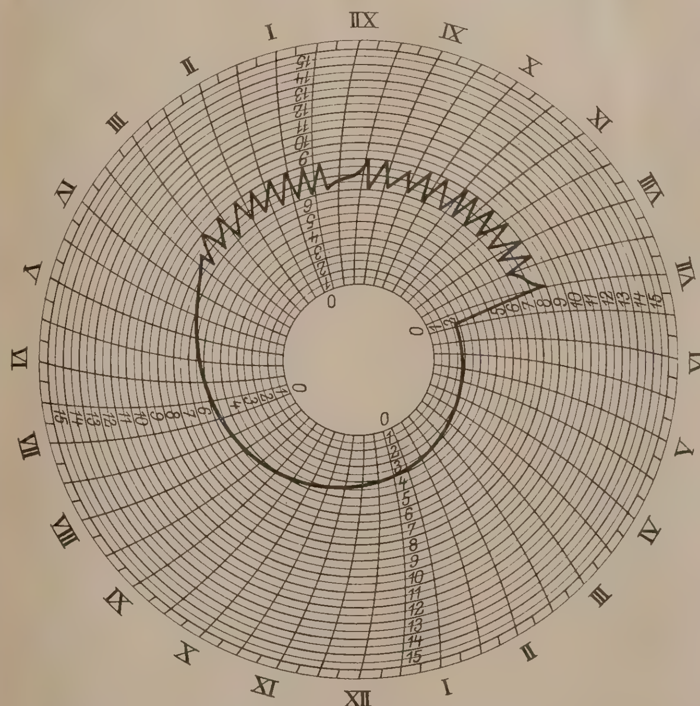


Abb. 3. Schaulinie des Zeitdruckschreibers vom 9. Okt. 1922.

in der Minute stieg, trat ein deutliches Zischen auf, das aber im Lärm der Hauptwerkstatt selbst auf kurze Entfernungen verschwand. Aus einer undichten Schlauchkupplung, die während einer ganzen Schicht im Betrieb gewesen war und durch eine Nachlässigkeit des Nieters, der den Schlauch mit dem

Niethammer nach Beendigung der Arbeitszeit nicht abkuppelte, sondern in der Zulage liegen ließ, entwichen, wie nach Beendigung der Schicht, als die Nachlässigkeit zufällig entdeckt wurde, durch Beobachtung festgestellt werden konnte, etwa 2,5 m³ freie Luft in der Minute.

Unter diesen Umständen ist es naturgemäß nicht möglich, die Überwachung der Leitungen auf Dichtigkeit ohne besondere Hilfsmittel durchzuführen; vorzügliche Dienste leistet hierbei ein Zeitdruckschreiber, aus dessen Schaulinien sich viele, für den Verlauf des gesamten Preßluftbetriebes wertvolle Aufklärungen gewinnen lassen. In Abb. 2 ist die Schaulinie des Zeitdruckschreibers vom 31. Juli 1922 dargestellt, in Abb. 3 diejenige vom 9. Oktober 1922; schon ein flüchtiger Vergleich der beiden Schaulinien läßt deutlich erkennen, welche Verbesserung der Preßluftwirtschaft im Laufe der nicht großen Zeitspanne eingetreten ist. Vorweg sei bemerkt, daß der Schreiber etwas träge arbeitet und den Druckschwankungen nicht scharf folgt. Am 31. Juli 1922 war der Höchstdruck der Anlage auf 7,2 at und der Mindestdruck auf 5,8 at eingestellt, während die Schaulinie die Grenzwerte von 7 und 6 at zeigt. Die Schaulinie vom 9. Oktober 1922 gibt die Grenzwerte mit 6 und 8 at an, während sie in Wirklichkeit bei 6,2 und 7,8 at lagen. Die Aufzeichnungen des Schreibers werden in ihrer Genauigkeit durch die mehr oder minder große Schnelligkeit der Druckschwankungen stark beeinflußt und sind daher, soweit die Richtigkeit der Höhe des angezeigten Druckes in Frage kommt, mit Fehlern behaftet, die aber für den beabsichtigten Zweck ohne Bedeutung sind.

Die Schaulinie vom 31. Juli 1922 zeigt, daß der Kompressor im Laufe der Schicht 60 mal stillgesetzt wurde; dies geschah durch den oben geschilderten selbsttätigen Ausschalter; nur bei Beginn der von 10 Uhr bis 10½ Uhr währenden Pause wurde der Strom gänzlich ausgeschaltet. Der Kompressor lief daher nach Erreichung des eingestellten Mindestdruckes nicht selbsttätig an, er wurde etwa 7 Minuten vor dem Ende der Pause durch den Wärter in Gang gesetzt. Während der Pause blieben die Preßluftwerkzeuge angekuppelt, alle undichten Stellen der festen Leitungen, der Schläuche und ihrer Kupplungen und der Abschlußorgane der Preßluftwerkzeuge standen also unter Druck und ließen Luft entweichen. Die gleiche Menge Luft entwich dauernd auch während der gesamten Schichtdauer, da ja der Zustand der Anlage im wesentlichen unverändert blieb. Aus der Schaulinie kann entnommen werden, daß während der Arbeitspause der Druck in der Anlage in etwa 22 Minuten von 6,1 at auf 4,5 at, also um 1,6 at sank; der Druckunterschied ist aber in Wirklichkeit noch größer gewesen; es muß dies wenigstens aus den oben erwähnten Unrichtigkeiten der Angaben des Schreibers geschlossen werden, jedoch soll von einer Richtigstellung, die nicht nachprüfbar ist, abgesehen werden. Der Inhalt der festen Leitungen einschließlich der Windkessel beträgt nach Aufmaß etwa 57 m³; die Undichtigkeiten der gesamten Anlage haben demnach während 22 Minuten $57 \cdot 1{,}6 = 91{,}2$ m³ freie Luft entweichen lassen. Nach der Beendigung der Tagesschicht fiel der Druck in der Anlage in der Zeit von 2½ Uhr bis 6½ Uhr auf atmospärische Spannung herab; es entwichen hierbei also $57 \cdot 6 =$ rd 340 m³ freie Luft.

Der ganze am 31. Juli 1922 entstandene Verlust errechnet sich, da die Anlage von 6 Uhr morgens bis 2½ Uhr nachmittags unter Druck stand, zu $\frac{91{,}2 \cdot 8{,}5 \cdot 60}{22} + 340 =$ rd 2440 m³ freie Luft. Die Auswertung der an 15 Arbeitstagen in der Zeit vom 11. Juli 1922 bis 27. Juli 1922 erhaltenen Schaulinien ergab einen täglichen Verlust von etwa 3100 m³ freie Luft. Rechnet man überschläglich, daß bei einer Ansaugung von 1 m³ freier Luft in der Minute ein Kraftverbrauch von 7 PS erforderlich ist, so sind zur Verdichtung der an einem Tage durch Undichtigkeiten verloren gegangenen Luftmenge $\frac{3100 \cdot 7}{60}$ = rd 360 PSh oder $\frac{360}{1{,}3} =$ rd 280 kWh gebraucht worden. Die Ablesungen der Strommesser an den in Frage kommenden Tagen geben einen Durchschnittsstromverbrauch von täglich 675 kWh an; der Luftverlust betrug also $\frac{280}{675}$ = rd 41 vH der gesamten vom Kompressor verdichteten Menge.

Ein erheblich günstigeres Bild zeigt die Schaulinie vom 9. Oktober 1922, Abb. 3. Die Zahl der Ausschaltungen ist auf 20 gesunken, wozu allerdings die Vergrößerung des Abstandes zwischen der Höchst- und Mindestdruckgrenze von 1,4 at auf 1,6 at in etwas beigetragen hat. In der halbstündigen Pause ist der Druck um ungefähr 0,5 at gesunken; der Verlust in dieser Zeitspanne war demnach $57 \cdot 0{,}5 = 28{,}5$ m³ oder während der ganzen Schichtdauer $28{,}5 \cdot 8{,}5 \cdot 2 =$ rd 485 m³ freie Luft. In der Zeit von der Beendigung der einen Schicht bis zum Beginn der neuen Schicht ist der Druck in den festen Leitungen von 6,8 at auf 2,0 at gesunken; damit war ein Verlust von $(6{,}8 - 2) \cdot 57 = 275$ m³ freie Luft verbunden. Die vorstehenden Zahlen ergeben selbstverständlich nicht den geringsten Anspruch auf wissenschaftliche Genauigkeit, sie genügen aber den Zwecken der Betriebswirtschaft, für welche sie bestimmt sind, vollauf, indem sie erkennen lassen, welchen Einfluß die sorgfältig durchgeführte Überwachung des Preßluftbetriebes auf die Höhe der Kosten derselben hat.

Die erzielten Erfolge sind darauf zurückzuführen, daß die Prüfung der Schläuche, Kupplungen und Werkzeuge dauernd verschärft wurde; auch wurde den mehr versteckt liegenden kleinen Undichtigkeiten nachgegangen. So ergab sich z. B., daß die Verschraubung der Werkzeuge mit den Schlauchtüllen sehr häufig, wenn auch nur kleine Undichtigkeiten zeigt; ebenso lassen die Absperrorgane der Werkzeuge fast regelmäßig geringe Luftmengen entweichen; das gleiche gilt für die Schlauchklemmen an den Kupplungen. Die üblichen Schlauchkupplungen mit Bajonettverschluß und Gummidichtung bedürfen einer besonders sorgfältigen Überwachung. Leider hat der auf Veranlassung des Ausschusses für wirtschaftliche Betriebsführung vom Deutschen Eisenbau-Verband ausgeschriebene Wettbewerb[3]) auf eine einwandfreie Schlauchkupplung keinen Erfolg gehabt. Durch die durch den Wettbewerb gegebene Anregung ist aber außerhalb desselben eine Kupplung entworfen worden, die voraussichtlich die Nachteile der heute gebräuchlichen nicht besitzt; die Erprobung der neuen Kupplung wird demnächst durchgeführt werden. Um die Prüfung der Schläuche sorgfältig vornehmen zu können, wird das in Frage stehende Werk dazu übergehen, dieselben täglich zu wechseln.

Die Verbesserung des Zustandes der festen Leitungen ist in der Hauptsache auf die Bemühungen, die Absperrventile der 102 Entnahmestellen dauernd dicht zu halten, zurückzuführen. Sowohl die üblichen Ventile wie auch die vielfach verwendeten Hähne mit Selbstdichtung neigen außerordentlich zu Undichtigkeiten und müssen sehr sorgfältig überwacht werden. Auch haben sich die Nieter durch die ständigen Ermahnungen daran gewöhnt, die Absperrventile nach Beendigung der Arbeitszeit gewissenhafter als früher zu schließen. Im Laufe der Zeit ist es gelungen, noch bessere Ergebnisse, als die Schaulinie vom 9. Oktober 1922 zeigt, zu erreichen, indem der Druckabfall während der Arbeitsruhe neuerdings auf 2 bis 2½ at herabgemindert wurde; ihn noch weiter zu verringern, wird wohl kaum möglich sein, man kann annehmen, daß der Mindestwert des Luftverlustes in den festen Leitungen erreicht ist. Die beiden Schaulinien zeigen sinnfällig die Wirkung der Verbesserung der Dichtigkeit der festen Leitung. Am 31. Juli 1922 benötigte der Kompressor beim Schichtbeginn eine Anlaufzeit von 35 min, um den Höchstdruck zu erreichen, am 9. Oktober aber nur noch 25 min, neuerdings hat sich die Anlaufzeit auf 8 bis 12 min verringert.

Als die Verbesserungsarbeiten einsetzten, wurde außer den Niet- und Meißelhämmern auch der größte Teil der Nietfeuer durch Preßluft betrieben, nur die Feuer in einer Halle erhielten ihren Wind durch ein Gebläse. Obwohl von vielen Seiten be-

3) „Bauing." 1922, S. 732.

hauptet wird, daß der Verbrauch an Preßluft zum Betreiben der Nietfeuer nur sehr gering sei und daß die Verwendung von Druckluft für den genannten Zweck keineswegs unwirtschaftlich sei, wurde doch beschlossen, die Preßluftgebläse auszubauen und sämtliche Feuer an Niederdruckgebläse anzuschließen. Es hat sich gezeigt, daß die getroffene Maßnahme richtig ist. Wenn auch nicht im einzelnen genau festgestellt werden konnte, wie groß der Minderverbrauch an Strom ist — es hätten dann besondere Versuche durchgeführt werden müssen, auf die aber verzichtet wurde, weil sie außerhalb der gestellten Aufgabe liegen — so lassen die Stromverbrauchszahlen doch erkennen, daß der neue Feuerbetrieb höchstens den dritten Teil der Kraft verbraucht wie der frühere, obwohl auch die üblichen Niederdruckgebläse als unwirtschaftlich anzusehen sind, da sie keine Regelung der Leistung zulassen, sondern einen Kraftverbrauch von praktisch gleichbleibender Höhe besitzen, gleichgültig, ob sämtliche an ein Gebläse angeschlossenen Feuer oder nur ein Teil derselben im Betrieb ist. Die von Herrn Dipl.-Ing. Moeller in seiner Veröffentlichung errechnete Ersparnis läßt sich daher nur unter ganz besonders günstigen Umständen erreichen.

Die Anlage zur Erzeugung der Gebläseluft für die Nietfeuer ist nicht zu einer Einheit zusammengefaßt worden, wenngleich hierbei voraussichtlich die geringsten Herstellungs- und Unterhaltungskosten zu erwarten waren. Es sind vielmehr fünf Gebläse, von denen jedes für sechs Nietfeuer ausreicht, eingebaut worden. Diese Anordnung wurde gewählt, weil bei der Versorgung aller Nietfeuer von einem Gebläse aus die Reibungsverluste in der langen Rohrleitung eine unzulässige Größe erreicht und die Windpressung an den einzelnen Feuern je nach der Entfernung derselben vom Gebläse zu große Unterschiede aufgewiesen haben würde. Man hätte zum Abdrosseln der Windpressung greifen müssen, um die dem Gebläse benachbarten Feuer richtig betreiben zu können. Bei dieser Betriebsart wären erhebliche Kraftverluste nicht vermeidbar gewesen. Die erste Gebläseleitung war vom Lieferer mit einer Wandstärke von 0,5 mm geliefert worden, die bei den weiteren Leitungen auf 2 mm erhöht wurde; aber auch diese Abmessung hat sich als ungenügend gezeigt; es empfiehlt sich trotz der anfänglich höheren Kosten gewalzte oder geschweißte Rohre zu verwenden. Auch die mit den Gebläsen direkt gekuppelten schnellaufenden Elektromotoren haben zu Beanstandungen Anlaß gegeben; es muß dringend angeraten werden, den Lieferern von Gebläsen die Verwendung von Motoren erster Werke vorzuschreiben.

Als starker Luftverbraucher zeigte sich eins der bekannten direkt wirkenden Preßlufthebezeuge; dasselbe diente zum Auflegen des Materials für eine schwere Kopffräsbank. Längere Beobachtungen zeigten, daß die Kraftkosten für diese Hebezeuge etwa dem doppelten Tagelohn eines ungelernten Arbeiters entsprechen, und zwar war dies der Fall, trotzdem die Steuerung und die Stopfbüchsen keine merklichen Luftverluste hatten. Das Hebezeug ist daher außer Betrieb gesetzt worden; es würde durch einen Elektroflaschenzug, dessen Stromverbrauch nur sehr gering ist, ersetzt worden sein, wenn nicht das Umsetzen der Maschine die Bedienung derselben durch einen Laufkran ermöglicht hätte. Die gewonnenen Ergebnisse warnen dringend, Preßlufthebezeuge zu verwenden; es lohnt sich auch bei den heutigen hohen Preisen die Beschaffung von Elektroflaschenzügen; selbst ein von Hand betriebener Zug ist im Betriebe billiger als ein Preßlufthebezug.

(Fortsetzung folgt.)

---

# DER WIDERSTAND VON PFAHLBÖCKEN.

Gelegentlich der Aufrichtung des im Hamburger Hafen gesunkenen Dampfers der Avaré, August 1922.

*Untersucht von Professor Dr.-Ing. Max Möller, Braunschweig.*

Gefördert durch das Baugeschäft Fr. Holst, Hamburg, und Herrn Ingenieur Heinrich Butzer, Dortmund.

## 1. Anregung zur Vornahme der Untersuchungen und Unterstützung derselben.

Ende Juli 1922 unternahmen wir, Herr Ingenieur Heinrich Butzer und ich, eine Studienreise nach Hamburg; dieselbe galt der Besichtigung von Häfen und bei der Firma Menck & Hambrock, Hamburg-Ottensen, derjenigen neuer großer Baumaschinen. Im Hamburger Hafen hatte Herr Dr.-Ing. Ehlers, Baurat der Hamburgischen Wasserbaudirektion, die Liebenswürdigkeit, uns zu führen. Dort sahen wir auch die Pfahlböcke (66 an der Zahl), welche damals von dem Baugeschäft Fr. Holst, Hamburg, im Schuppen 76a der Hamburg-Amerika P.A.G. am Mönckebergkai gerammt wurden, um als Haltepunkte für den Vorgang der Wiederaufrichtung des am 16. Juni im Ellerholzhafen gesunkenen brasilianischen Dampfers, der Avaré, zu dienen.

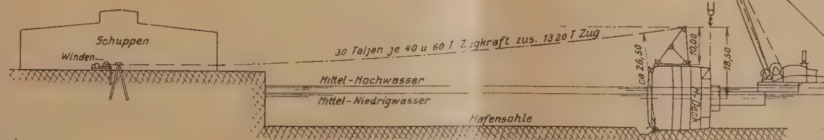



Abb. 1.

Jeder Bock bestand aus zwei Schrägpfählen, einem Druckpfahl in Neigung 1:2½ und einem Zugpfahl in Neigung 1:4 geschlagen, am Kopf durch Versatz und Verdübelung bestens zu einem einheitlichen Ganzen vereinigt.

Nach der Besichtigung meinte Herr Butzer, es sei hier eine günstige Gelegenheit, den Widerstand derartiger Pfahlböcke gegen eine horizontale Angriffskraft durch Messung zu prüfen. Pfahlböcke werden ja bei Kaimauern und auch sonstwie im Grundbau vielfach, zumal in neuerer Zeit, zunehmend verwendet, deren Standfestigkeit ist aber bisher kaum einer praktischen Prüfung unterzogen worden.

Zur Feststellung der Widerstandsfähigkeit langer Eisenbetonpfähle auf axialen Zug und Druck hatte Herr Ingenieur Butzer im Herbst 1921 Untersuchungen für den Kaibau des Hochofenwerkes am Amsterdamer Seekanal bei Imuiden unter Vermittlung der Rotterdamer Zweigniederlassung seiner Bauunternehmung ausgeführt. Ich hatte Gelegenheit, den Untersuchungen beizuwohnen. Dort sind lange eiserne Hebel zur Hervorrufung der erforderlichen großen Kräfte verwendet worden. Für die in Hamburg neu geplanten Untersuchungen erschien aber nach den gemeinsam angestellten Erwägungen eine Verwendung hydraulischer Pressen zweckmäßig. Herr Ingenieur Butzer erklärte sich bereit, einen Teil der entstehenden Kosten zu tragen, auch tat das nach meiner dann erfolgten Anfrage der Inhaber der Firma Fr. Holst, Herr Detlev Holst, in entgegenkommendster Weise.

Nach einigen für die Vornahme der Untersuchungen in Braunschweig ausgeführten Entwurfsausarbeitungen sind jene von mir durch Vermittlung des Baugeschäftes Fr. Holst und durch deren Herren Vertreter tatkräftigst unterstützt, unmittelbar nach Aufrichtung der Avaré ausgeführt worden. Dabei half in umsichtiger Weise Herr Dipl.-Ing. Sesterhenn, Assistent im Wasserbau an der Technischen Hochschule in Braunschweig.

Vieles mußte zusammentreffen, um diese Untersuchungen zu ermöglichen; sie hatten an einem bestimmten Zeitpunkt

zu erfolgen, nämlich unmittelbar nach Aufrichtung des Schiffes, da der Schuppen, wo die Pfahlböcke standen, alsbald wieder in Benutzung genommen werden sollte und die Pfähle vorher zu entfernen waren. Daß dieser Zeitpunkt in die Sommerferien fiel, bildete neben den schon genannten bereitwilligst gewährten Unterstützungen einen weiteren glücklichen Umstand. Im Unterrichtssemester hätten wir die Untersuchungen nicht ausführen können. Ferner war mir die Durchführung dieser Versuche nur infolge des liebenswürdigen Entgegenkommens des Herrn Oberbaudirektor Dr.-Ing. Werdemuth, die Herleihung von hydraulischen Pressen seitens der Hamburgischen Wasserbaudirektion und der Reiherstieg-Schiffswerft sowie die sehr gefällige Herleihung neuer Hochdruck-Manometer seitens der Manometerbauanstalt C. D. Gäbler, Hamburg, ermöglicht. Eine besondere Eichung der Manometer erfolgte seitens der Firma unmittelbar vor deren Benutzung. Der gefällige Rat von Herrn Baurat Dr.-Ing. Ehlers stand mir auch noch bei Durchführung der Versuche zur Verfügung, während die Herren Vertreter der Bugsier-Reederei und Bergungs-A.-G., Hamburg, durch welche die Hebung der Avaré erfolgt ist, die schnelle Inangriffnahme der Versuche erleichtert haben.

2. Die Hebung der Avaré.

Am 16. und 17. August erfolgte die Aufrichtung des Schiffes, welcher wir, Herr Sesterhenn und ich, auch beiwohnten. Es waren dazu Stunden höheren, und zwar steigenden Elbstandes gewählt, um den Auftrieb des Wassers an der Avaré und an den 5 — im Bilde rechts — helfenden Hebefahrzeugen auszuwerten. Auf der über Wasser emporragenden Breitseite des Schiffes waren von der Vulkanwerft 12 große Hebelarme aus Fachwerk aufgesetzt, an deren oberen Spitzen 30 Drahtseiltrossen angriffen, die durch je einen Flaschenzug angespannt und gezogen worden sind (siehe dazu Abb. 1). Im Bilde fehlt die Dampfzuleitung, welche von drei am Kai liegenden Dampfern zu den im Schuppen hinter den Pfahlböcken stehenden Dampfwinden führte. Im Hintergrunde zeigt sich in Abb. 4 das Schiffbaugerüst der Vulkanwerft mit seinen Kränen.



Abb. 2.

Die Trossen mit ihren eingespannten Flaschenzügen waren je nach der Kraftleistung letzterer an Bockgruppen, aus 2 oder 3 Böcken zu einer Gruppe vereinigt, befestigt. Über den Schiffskörper hin fand eine Verteilung der Kräfte durch zwei Reihen aufgesetzter Längsträger statt (siehe dazu das Schaubild 4, welches die Avaré nach der Arbeit des ersten Tages schon in etwas aufgerichteter Stellung zeigt).

Einen Blick auf die Reihe der Pfahlböcke und die hinter ihnen stehenden Dampfwinden gibt das Schaubild 2. Bei Aufnahme der Photographie waren die freien Enden der Flaschenzugdrahtseile vorläufig noch um die Pfähle geschlungen und noch nicht auf die Windetrommeln gelegt.

Jede Winde sollte bei 7 at Dampfdruck am Flaschenzugdrahtseil 5 t Zug äußern, und der einzelne Pfahlblock einer Gruppe hatte nach den Auftragbedingungen einem Horizontalzuge bis zu 20 t zu widerstehen. Es waren 132 Pfähle zu 66 Böcken vereinigt vorhanden. Alle Flaschenzüge oder Trossen zusammen waren für 1320 t Zugkraft berechnet. Der Betrag von 20 t ist örtlich wohl mehrfach überschritten worden, denn die Dampfspannung stieg an den Winden zeitlich bis auf 9 at. Auch kam es vor, daß einzelne Trossen rissen und die Pfahlböcke der Nachbargruppe dann sicherlich überanstrengt gewesen sind. Im Schaubild 4 fehlen z. B. einige Trossen, sie waren gerissen und sind am gleichen Tage noch wieder ersetzt worden. Nach den von mir ausgeführten Messungen ist zu schätzen, daß einzelne Pfahlböcke etwa bis zu 30 t Horizontalzug erhalten haben. Diese Ermittlung stützt sich auf die Untersuchung der bleibenden Horizontalverschiebung einiger Böcke bei Aufrichtung des Schiffes, infolge ihrer Beanspruchung durch den Trossenzug entstanden.



Abb. 3.

Schaubild 3 zeigt die Pfahlbockgruppen und die dahinter befindlichen Winden.

Am ersten Tage gelangte das Schiff in die aus Abb. 4 ersichtliche teilweise aufgerichtete Lage. Am zweiten Tage, dem 17. August, wurde diese schwierige und nicht ungefährliche Arbeit ohne Unfall vollendet. Es galt, große Vorsicht zu üben und darauf zu achten, daß nach kleinen Hemmungen alles immer wieder klar wurde. Die Winden haben daher immer nur kurze Zeit gearbeitet, z. B. nur ½ Minute, dann eine Pause von vielleicht einer halben Stunde oder nur 2 Minuten Arbeit und nachfolgend eine Pause. Einmal war ein Dampf-Zuleitungsschlauch zwischen Schiff und fester eiserner Leitung gerissen. Wiederholt waren die Windeseile auf den Trommeln neu zu verlegen oder dgl. mehr. Im ganzen waren an den 2 Arbeitstagen die Winden nur etwa 10 oder 15 Minuten in Tätigkeit. Nachdem das Deck über Wasser gelangt war, konnte in den folgenden Tagen das Schiff teilweise leer gepumpt und näher an das Ufer gezogen werden. Einige Lecks wurden noch gedichtet und ist die Avaré dann in das Dock geschleppt worden.



Abb. 4.

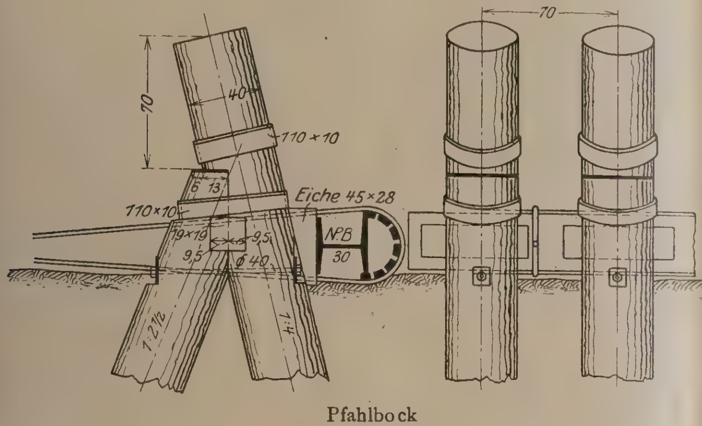
### 3. Die Pfahlbockuntersuchungen.

An 6 Tagen nach Aufrichtung des Schiffes sind von mir die 4 Untersuchungen: „A, B, C und D" ausgeführt worden.

Das beigefügte Blatt Zeichnungen gibt in Abb. 5 u. 6 zwei Pfahlböcke zu einer Gruppe vereinigt, in Abb. 7 u. 8 zu Bockes durch eine vordere Strebe S; in Abb. 15 u. 16 den Vorschlag für eine Sonderkonstruktion.

### 4. Versuchsergebnisse.

Aus den Untersuchungen ermittelten sich die nachfolgend angegebenen Werte.




Pfahlbock

Abb. 5. Abb. 6.

Versuch A.

Abb. 7. bb. 8.

Versuch B.

Abb. 9. Abb. 10.

Versuch C.

Abb. 11. Abb. 12.

Versuch D.

Abb. 13. Abb. 14.

Neuer Bockentwurf.

Abb. 15. Abb. 16.

Untersuchung A die Vorrichtung zu dem Ausziehen eines Zugpfahles „1" in axialer Richtung, hier zunächst unter Benutzung von 4 hydraulischen Pressen beabsichtigt. Da aber eine der Pressen versagte, mußte die Anordnung hernach etwas abgeändert werden; in Abb. 9 u. 10 zu Untersuchung B dasselbe für einen zweiten Zugpfahl, aber unter Auswertung von Hebelarmen, deren Drehauflager eine genauere Bestimmung der den Pfahl treffenden Kräfte ermöglichten (hierzu Schaubild 17); in Abb. 11 u. 12 zu Untersuchung C die Prüfung eines Bockes auf Umwerfen durch das Druckholz D und die an dessen unterem Ende angebrachte große Presse (hierzu Schaubild 18); in Abb. 13 u. 14 zu Untersuchung D dasselbe nach Verstärkung des

### I. Der Pfahlwiderstand gegenüber axialem Zug.

Untersuchung A des Pfahles 1 auf axialen Zug
Meistbetrag des gemessenen Widerstandes 37,8 t,
Hebung des Pfahles 22 mm.

Untersuchung B des Pfahles 2 auf axialen Zug.
Meistbetrag des gemesseneu Widerstandes 33,1 t,
Hebung des Pfahles 83,5 mm;

Mittelwert aus den Untersuchungen A u. B.
Widerstand gegen axialen Zug rd W' = 35 t

Oberflächen-Einheitswiderstand k' gegen axialen Zug:

$$k' = \frac{W'}{O} = \frac{35\,000 \text{ kg}}{95\,000 \text{ cm}^2} = 0{,}37 \text{ kg/cm}^2$$

Andere Angaben

Grundriß des Wasserbaues, Band I, S. 67
für Sand mit etwas Ton . . $k' = 0{,}4$ kg/cm²
Messung Rudloff, Bremerhaven
für Kleiboden. . . . . . . . $k' = 0{,}18$ kg/cm²
Messung der Firma Fr. Holst auf dem Gelände der Reiherstieg-schiffswerft . . . . . . . . $k' = 0{,}30$ kg/cm²

## II. Der Bockwiderstand gegenüber horizontalem Angriff.

Untersuchung C.

Der Meistbetrag des Horizontalwiderstandes ist zu

$$W_h = 50 \text{ t}$$

gefunden, dabei hat der Bock aber schon eine Horizontalbewegung von $x = 146$ mm und der Zugpfahl eine Hebung von 85,5 mm erlitten.

Obiger ganzer Widerstand setzt sich zusammen aus dem eigentlichen Bockwiderstand, welcher sich ergibt, wenn der Bock, aus dem Erdboden hoch hervorragend, ganz frei steht, so daß sein Horizontalwiderstand allein aus den Pfahlaxialkräften hervorgeht, genannt $K_h$, und aus dem passiven Erddruck des Bodens, welcher hier durch die bis zur Kopfverbindung im Boden steckenden Pfähle bei deren horizontalem Ausweichen entsteht, genannt $K_p$. Unter Zugrundelegung eines Widerstandes des Zugpfahles gegenüber axialem Zug von



Abb. 17. Versuch B.



Abb. 18. Versuch C.

$$W = 35 \text{ t, ermittelt sich rechnerisch } K_h = 22{,}6 \text{ t.}$$

Aus dem Unterschiede zwischen dem ganzen Pfahlbockwiderstande $W_h$ und $K_h$ ermittelt sich:

$$K_p = W_h - K_h = 50 - 22{,}6 = 27{,}4 \text{ t.}$$

Beanspruchung der Pfahlböcke bei Aufrichtung der Avaré.

Aus der gemessenen Verschiebung einzelner Pfahlböcke, welche während deren Benutzung bei Aufrichtung des Schiffes eingetreten ist, läßt sich schlußfolgern, daß der einzelne Bock etwa bis zu $W_h = 30{,}4$ t Horizontalwiderstand dem Zuge der Trossen entgegengesetzt hat.

Untersuchung D an dem durch eine vordere Strebe S verstärkten Bock ausgeführt.

Der Horizontalwiderstand ist zu etwa

$$W_h' = 81{,}6 \text{ t}$$

ermittelt.

Neuer Bockentwurf (Abb. 11 u. 12, Bl. X).
Der Horizontalwiderstand ist zu etwa

$$W_h = 70 \text{ t}$$

oder etwas weniger abgeleitet.

## III. Die Beanspruchung der Druckpfähle.

Die Beanspruchung des Druckpfahles des Pfahlbockes auf axialen Druck hat bei Aufrichtung der Avaré etwa bis zu

$$D = 24 \text{ t}$$

betragen; dasselbe bei Versuch C unter Anwendung einer schräge nach oben gerichteten angreifenden Kraft etwa nur

$$D = 16 \text{ t.}$$

Nach dem Ergebnis des Rammprotokolles lag die obere Grenze der Tragfähigkeit des Druckpfahles etwa bei $W_d = 47{,}5$ t.

## IV. Die Sicherheit der Bock-Konstruktion.

Gegenüber dem nach der Auftragbedingung zu gewährleistenden Pfahlbockwiderstande gegenüber horizontalem Zug von 20 t haben die Böcke etwa $n = \frac{50}{20} = 2{,}5$fache Sicherheit erreicht.

Über alle Einzelheiten siehe den Sonderbericht.

5. Der Sonderbericht.

Für die Auswertung der Ergebnisse ausgeführter Untersuchungen und die Beurteilung ihrer Fehlergrenze bedarf es allemal einer eingehenden Beschreibung derselben und der für sie benutzten Hilfsmittel. Das ist im vorliegenden Falle durch Abfassung eines Sonderberichtes erstrebt, welcher auch die Nebenumstände erwähnt, den Rammvorgang, die Bodenbeschaffenheit bespricht, sowie eine Wiedergabe der bei den Versuchen gemachten Niederschriften und angestellten Berechnungen bringt. Auch sind da die derzeit bei Aufrichtung der Gneisenau bei Antwerpen aufgewendeten Kräfte mit den hier verfügbaren in Vergleich gestellt. Von dieser in 36 Ausfertigungen als Manuskript hergestellten Veröffentlichung werden den Bibliotheken der deutschen technischen Hochschulen gebunden je eine Ausfertigung kostenfrei zugestellt werden. Jener Bericht liegt fertig vor; er umfaßt 40 Seiten Text, die Zeichnungen als Blaupausen gegeben und 20 photographische Abzüge in Größe 12½ × 18 cm, davon ein Teil allerdings nur als Blaubild beigefügt.

6. Die Kosten.

Über die bei Ausführung der Untersuchungen und durch den Sonderbericht entstandenen Kosten siehe diesen; sie sind von dem Baugeschäft Fr. Holst, Hamburg, und Herrn Ingenieur Heinrich Butzer, Dortmund, zu etwa gleichen Teilen übernommen werden. Die Herleihung der hydraulischen Pressen von der Hamburgischen Wasserbauverwaltung sowie von der Reiherstiegschiffswerft und der wertvollen Hochdruckmanometer seitens der Firma C. D. Gäbler, Hamburg, erfolgte kostenfrei. Selbstredend haben Herr Dipl.-Ing. Sesterhenn und ich unsere aufgewendete Zeit diesem wissenschaftlichen Unternehmen frei zur Verfügung gestellt.

Für die mir gewordene vielseitige und so sehr wertvolle Unterstützung sei den Beteiligten hier nochmals mein verbindlichster Dank ausgesprochen. —

Es sei noch erwähnt, daß nach Hebung der Avaré die Pfahlböcke bis auf einige derselben, welche zu dauernder Verwendung für einen Sonderzweck stehen bleiben sollten, von der Firma Fr. Holst entfernt worden sind. Das geschah durch Herausziehen der Pfähle mittels Bockgerüst, Flaschenzug und Dampfwinde unter gleichzeitigem Freispülen derselben. Ein 8 m langes Rohr und das Druckwasser der Kaischuppenleitung wurden dazu benutzt. Es ist zunächst jeweils etwa 5 Minuten lang am Pfahl heruntergespült und dann der Flaschenzug in Tätigkeit gesetzt worden. So glückte es, an je einem Tage 10 bis 11 Pfähle herauszuziehen.

---

# RAMME UND BAUHEBEZEUG.

*Von Ing. Oskar R. von Halzl, Landes-Oberbaurat.*

Es gibt nicht viele Industrien, die so oft in die Lage kommen, mit improvisierten Hilfsmitteln zu arbeiten, wie das Bauwesen. Schließlich sind ja sämtliche Gerüstkonstruktionen von dem kunstvollen Leergerüste, das zum Bau der steinernen Bogenbrücke bei Salcano diente, bis zum Montierungsgerüst einer eisernen Brücke, dessen oberflächliche Betrachtung schon verkündet, daß der Zweck die Mittel heiligen müsse, als flüchtige, dem jeweiligen Bedarfe angepaßte Notbehelfe aufzufassen. Haben die Bestandteile an einer Baustelle ausgedient, so trachtet man sie mit möglichst wenig Verschnitt anderswo wieder zu verwenden.

Wenn der Bauingenieur trotzdem und wegen der hohen Anschaffungskosten jeder Maschinengattung das Mißtrauen gegenüber sogenannten Universalmaschinen nicht ablegen kann, so ist der triftige Grund hierfür in dem Umstande zu suchen, daß viele Konstrukteure von Baumaschinen die abschreckende Wirkung der hohen Maschinenpreise sowie das tatsächlich schon infolge der Transportkosten und Schwierigkeiten vorhandene Bedürfnis der mehrfachen Verwendbarkeit mißbrauchend Erzeugnisse schufen, die nur auf einigen oder gar auf keinem der angepriesenen Gebiete die Hochleistungen einer Spezialmaschine erreichen.

Ein kennzeichnendes Beispiel hierfür bilden zwei Maschinen, die einander trotz grundverschiedenen Zwecks im Aufbau ziemlich ähnlich sind, nämlich der Aufzug und die Ramme. Da der Benzinmotor nicht nur in den vielfach unwegsamen Ländern im Osten und Südosten Europas, in denen für Bauarbeiten meist kein elektrischer Strom zur Verfügung steht, sondern auch in Mitteleuropa wegen seines geringen Gewichtes und sofortiger Betriebsbereitschaft im Bauwesen unter anderem für den Antrieb der Motorwinden verwendet wird, setzte man an Stelle der zu hebenden Last den Rammbären, und es entstanden die vielen Sonderkonstruktionen von Rammen mit und ohne Nachlaufkatze, und zwar unter Zuhilfenahme mehr oder weniger zweckmäßig improvisierter Schlaggerüste, ferner unter Anwendung von elastischen bzw. gleitenden Kupplungen, die einer Untugend des Explosionsmotors, nämlich seiner geringen Nachgiebigkeit, mitunter tatsächlich mit Erfolg beigekommen sind. Die Ein- und Ausrückung der Winde von Hand ist dabei kaum zu umgehen, wodurch ein wichtiger Vorteil des Ölmotors, und zwar die Entbehrlichkeit ständiger Aufsicht, ungenützt bleibt. Bei Anwendung der unerreicht nachgiebigen Druckluftübertragung kann durch automatische Geschwindigkeits- und Druckregler erzielt werden, daß ein Motorwärter mehrere an derselben Baustelle tätige Rammen beaufsichtigen kann, was beim Dampfbetrieb schon infolge der gesetzlichen Bestimmungen ausgeschlossen ist.

Als Rammen entsprechen diese Maschinen nicht den modernen Ansprüchen, weil die geringe Schlagzahl in der Minute keineswegs in jedem Baugrund durch die große Fallhöhe ausgeglichen werden kann. Gegenwärtig dürfte sich wohl schon allgemein die Ansicht durchgesetzt haben, daß die Höchstleistungen im Rammen bei unmittelbarem Antrieb des Bärs durch das Druckmittel erreicht werden.

Es ist ohne weiteres klar, daß ein brauchbarer Aufzug keineswegs alle Eigenschaften aufzuweisen braucht, die ihm als Ramme angewendet beste Leistungsfähigkeit sichern. Dagegen stellt nachstehend beschriebene Konstruktion eine Maschine dar, die ausschließlich nach den für eine gute Ramme maßgebenden Gesichtspunkten entworfen, bei gelegentlicher Benutzung als Aufzug den besten Vertretern dieser Maschinengruppe ebenbürtig zur Seite steht.

Diese mittelgroße Ramme der „Baumag" Universal-Baumaschinen-Ges. m. b. H., Wien, arbeitet einfachwirkend nach Art des Dampfhammers mit fester Kolbenstange und schlagendem Zylinder. Diese Gattung eignet sich gleich gut für Verwendung von Dampf oder Druckluft, die dem Rammzylinder mittels eines Schlauches durch die hohle Kolbenstange zugeführt wird. Kolbenstange, Rammzylinder und dessen Gleitbahn sind nachfolgend stets als Schlagwerk bezeichnet und in Abb. 1 veranschaulicht. Die Befestigung der Kolbenstange an einer am oberen Ende der verlängerten Gleitbahn angebrachten Konsole erfolgt durch eine große Schraubenmutter, die außen einen Anschlußkrümmer für den Luftschlauch und innen ein Rückschlagventil besitzt. Dieses sichert die beim Einsetzen eines neuen Pfahles am Rammengerüst arbeitende Mannschaft sowie das Schlagwerk selbst vor dem plötzlichen Herabfallen des Bärs im Falle eines Schlauchbruches oder Leckwerden des Kessels bzw. des Luftbehälters. Der hochgehobene Bär sinkt infolge der Undichtheiten mit einer Geschwindigkeit von 10 bis 15 mm in der Sekunde, ist somit vollkommen ungefährlich.



Abb. 1.

Durch die erwähnte Mutter, welche die Kolbenstange oben festhält, führt die Steuerstange, an deren unterem Ende ein Ringschieber befestigt ist. Sie wird durch einen Hebel bewegt, welcher an der die Kolbenstange tragenden Konsole gelagert ist und an seinen Enden die beiden Steuerseile trägt, deren eines für die Umsteuerung auf Hub, deren anderes für Umsteuerung auf Schlag gezogen werden muß. Alle diese Bestandteile sind überaus kräftig ausgeführt.

Wie bei sämtlichen Rammen dieser Firma ist auch hier der Grundsatz vollständig automatischen Betriebes gewahrt. Die beiden Vorrichtungen, welche die automatische Umsteuerung auf Hub bzw. Schlag bewirken, sind sowohl von einander als auch von der eigentlichen Steuerung völlig unabhängig, um zur Entlastung des Bedienungsmannes wenigstens einen Automaten weiter zu benutzen, wenn beim anderen der unwahrscheinliche Fall einer Betriebsstörung eintreten sollte,

und, um die weitere Betriebsführung mittels Handbetätigung auch dann zu sichern, wenn beide Automaten versagen. Letztere sind so angeordnet und untergebracht, daß die übrigen Maschinenteile selbst bei einem Bruch keine Behinderung erfahren.

Die automatische Umsteuervorrichtung zur Bewirkung des Hubes besteht aus einer am Zylinderdeckel abgefederten Trägheitsmuffe, die nach erfolgtem Schlag, also erst, nachdem sich dieser ausgewirkt hat, in Tätigkeit tritt und gegen Bruch so ziemlich gefeit ist. Würden die sie haltenden Federn brechen, so könnten sie schlimmstenfalls in den nach oben weisenden ringförmigen Hohlraum des Kolbens fallen, also keinesfalls in der tiefsten Lage des Rammzylinders an dessen Deckel anstoßen.

Die automatische Umsteuerung im oberen Totpunkt, also auf Schlag, ist als sogenannte halbautomatische Umsteuerung bei den meisten Systemen ohnedies vorhanden. Hier ist aber überdies Vorsorge getroffen, daß die Umsteuerung auch bei sehr langsamem Ansteigen des Bärs sicher und rasch erfolgt, und zwar wird eine rohrförmige Trägheitsmasse, in der oben eine Stoßstange mit Sperrzahn und darüber befindlicher Stoßrolle seitlich und unterhalb ihres Schwerpunktes gelagert ist, dazu benutzt, um beim Aufschlag des Bärs eine in gemeinsamer Schutzhülse befindliche Spiralfeder aufzuladen. Die Hülse ist in der Ausnehmung einer durch drei Zylinderdeckelschrauben niedergeschraubten Platte eingesetzt und durch Einlage verschieden langer Distanzierungsmuffen so einstellbar, daß sie bei größerem bzw. kleinerem Hub den Umsteuerhebel erreicht. Das Ende des Umsteuerhebels, das sich über dieser Vorrichtung befindet, läuft in eine Gabel aus, die durch eine schwenkbare, von unten an die Gabel angedrückte Klappe überbrückt ist. Die Stoßrolle wird beim Auftreffen auf diese schiefe Ebene samt dem sie tragenden Arm seitlich abgelenkt, der Sperrzahn kommt außer Eingriff und die gespannte Feder stößt den Umsteuerhebel nach aufwärts. Wird jedoch die Klappe mittels des an ihrem freien Ende befestigten Steuerseiles nach abwärts geschwenkt, so kann die Stoßrolle ungehindert zwischen den Gabelarmen des Umsteuerhebels hindurchtreten, und die Umsteuerung erfolgt nur, wenn der Bedienungsmann am betreffenden Seil anzieht. Umgekehrt wird der Automat, ohne daß das Besteigen des Gerüstes nötig wäre, durch bloßes Auslassen der Seile wieder in Tätigkeit gesetzt. Die automatische Umsteuerung kann vom Höchstwert des Hubes, nämlich 1500 mm, der mit Vorteil bei Holzpfählen angewendet wird, bis herab auf 1200 mm für Betonpfähle vermindert werden.

Diese ganz automatische Steuerung würde es dem betreffenden Bedienungsmann beim Rammen in schwerem Boden sogar gestatten, in der Zwischenzeit eine andere Arbeit zu verrichten, also etwa beim Herbeischaffen und Anhängen des nächsten Pfahles an das Drahtseil mitzuhelfen. Das Druckmittel pufft in den Raum unter dem Kolben und von da durch eine seitliche Öffnung im Zylindermantel ins Freie aus. Überdies ist ein regelbarer Luftpuffer für den Fall allzu reichlicher Druckmittelzufuhr, also raschen Hubes, vorgesehen, der den Stoß im oberen Totpunkt aufzufangen und die hierbei abgebremste Energie beim Fallen wiederzugewinnen gestattet. Ihm obliegt beim Betrieb mit Dampf auch die Sicherung gegen Wasserschläge.

Dem offenbar zugrunde liegenden konstruktiven Leitgedanken entsprechend, eine billig und bequem beförderbare Anlage zu schaffen, also in möglichst leichte Transporteinheiten zu zerlegen, ist der den Großteil des Fallgewichtes enthaltende Zylinderboden abnehmbar eingerichtet. Bei Anwendung einer Schraubenverbindung würde der Fall ungünstigster Beanspruchung, wenn der Pfahl oben schief abgeschnitten ist, so daß die Schlagfläche nur an der Kante auftrifft, bei Unnachgiebigkeit des Grundes so gewaltige Massenkräfte ergeben, daß nur die kostspielige Anwendung zahlreicher und kräftiger Schrauben die nötige Sicherheit böte. Diese Schwierigkeiten umgeht sehr sinnreich und billig die Anordnung eines in seiner Lage gesicherten Sprengringes zwischen Zylindermantel und dem ihn umgreifenden Bord des Zylinderbodens, dessen Haltbarkeit wesentlich größer ist, als wenn die größte am Zylinderumfang überhaupt unterzubringende Anzahl von Schrauben verwendet würde.

Die Zerlegbarkeit dieses gewichtigsten Transportstückes ermöglicht bei Bedarf die Beförderung der ganzen Anlage auch auf kleineren landesüblichen Fuhrwerken, denen bei Rammen für Benzinantrieb keine Lasten über 600 kg zugemutet werden. Der angestrebten Unterteilung des Transportgewichtes entspricht auch die Anwendung eines Zusatzgewichtes beim Rammbär, wodurch zugleich erreicht wird, daß die Ramme eigentlich zwei Typen beinhaltet, nämlich einen mit einem Fallgewicht von 800 kg und einen mit einem Fallgewicht von 1200 kg durch das Zusatzgewicht. Dieses in Gestalt einer abgerundeten, nach rückwärts parallelflankig verlängerten Rinne schmiegt sich an den Rammzylinder an und weist seinen Schwerpunkt in der Schwerachse des letzteren auf. Der Zylinder besitzt seitlich je zwei Langlöcher, in welche entsprechende Schrauben des Zusatzgewichtes eingreifen, die als Tragösen ausgebildet ein leichtes Aufbringen und Abnehmen mit Hilfe der Winde ermöglichen. Unten ruht das Zusatzgewicht am Bord des Zylinderbodens auf, wirkt also durch seine Massenträgheit unmittelbar auf diesen, nicht aber auf den Rammzylinder.

Die Gleitbahn des Rammzylinders bildet ein äußerst kräftiger, dabei aber immerhin noch sehr leichter I-Träger, der oben die schon erwähnte Konsole für die Kolbenstange trägt und unten mit einem angebolzten Arme versehen ist, der sich auf den Pfahl abstützt und so das allmähliche Mitsinken des Schlagwerkes vermittelt. Dieses ist längs der Laufruten nicht wie üblich gleitend geführt, sondern durch drei Rollenpaare, deren Achsen auf der vom Rammenzylinder abgewendeten Seite des I-Trägers montiert sind. Durch diese Maßnahme wird sowohl das Schmiermittel, welches ohnedies durch Witterungseinflüsse, insbesondere Regen, zu leicht abgeschwemmt würde, für die großen Gleitflächen der Laufruten erspart, als auch eine minder genaue Anpassung der einzelnen Teilstücke der Laufruten an deren Stößen zulässig gemacht. Schließlich kann ein solches Schlagwerk über untergelegte Pfosten mit wenig Menschen oder unter Zuhilfenahme eines Pferdes auf kurze Strecken gerollt werden.

Die Spurweiten und Rollendurchmesser sind bei allen Schlagwerkstypen gleich, so daß der Rammbär der Kleinramme von 400 und 600 kg ebenso gut in diesem Gerüst verwendet werden kann als auch umgekehrt. Bei eisernen Spundwandpfählen von geringer Oberflächenreibung und geringem Stirnwiderstand, aber großer Länge, dürfte beispielsweise die erstere Zusammenstellung mitunter Nutzen bringen.

Als Führung für diese Rollen eignen sich am besten zwei mit den Rinnen gegeneinander gekehrte, durch je zwei Bügel umfaßte und verbundene U-Träger. Da der Zwischenraum zwischen den Laufruten nach oben und unten zu vollkommen frei ist, kann das Schlagwerk, an dessen Mitte ungefähr das Zugseil angreift, sowohl über die Enden der Laufruten hinausgehoben als auch unter dieselben so weit abgesenkt werden, daß sich noch zwei von den drei Rollenpaaren innerhalb der Laufruten befinden. Bei einer Laufrutenhöhe von 12 m wird also bei der Drehramme eine nutzbare Rammhöhe von 12,25 m über der Erdoberfläche, vermehrt um eine nutzbare Rammtiefe von 0,7 m unter der Erdoberfläche, erreicht, während dieselbe Type als Reihenramme, da sie um den Drehrahmen niedriger ist, eine nutzbare Höhe von 11,90 m über und 1,05 m unter der Erdoberfläche zu bestreichen erlaubt. In vielen Fällen wird diese Möglichkeit, ohne Verlängerung der Laufruten auszukommen, nicht unerwünscht sein. Die herausragenden Rollen schlüpfen vermöge ihrer Rundung erfahrungsgemäß aus jeder vor dem maßgebenden Schlag eingenommenen Höhenlage anstandslos in die Laufruten hinein, zwischen deren Flanschen sie einen Spielraum von 2—3 mm haben. Bei gleitender Führung — vorausgesetzt sogar, daß sie sich auf die ganze Schlagwerkshöhe erstreckt — wäre die glatte Oberfläche der Führungsleisten am Schlagwerk infolge Verbeißens schwerlich von langer Dauer.

Zwei U-Träger, als Laufruten verwendet, bedeuten gegenüber den anderweitigen eisenbeschlagenen und der Anlehnung an das Gerüst dringend bedürfenden Holzführungen sehr kräftige Bestandteile, welcher Umstand dazu führte, ihrer Knickfestigkeit geradezu die Übertragung aller senkrechten oder vielmehr in deren Längsachse wirkenden Kräfte anzuvertrauen. Das eigentliche Rammengerüst hat also bei senkrechter Lage der Laufruten tatsächlich nur das Einknicken derselben in den Stoßstellen zu verhindern, während es bei den üblichen Rammenkonstruktionen die Nutzlast des Schlagwerkes zu tragen hat. Wenn also nicht auf die Biegungsbeanspruchung beim Schlagen schräger Pfähle, die bei der stärksten Rückwärtsneigung von 1 : 3,5 schon beträchtlich ausfällt, Rücksicht zu nehmen wäre, ergäbe sich ein Gitterturm von der theoretischen Zartheit einer Spinnwebe. Die sinnreiche Anordnung ist in Abb. 2 der Deutlichkeit wegen schematisch dargestellt.

Von unten angefangen besteht der Rahmen des Fahrgestelles aus miteinander verschraubten, also in vier leichte Gewichtseinheiten zerlegbaren Walzträgern, an deren untere Flansche die Lager für die beiden Laufradachsen, eine angetriebene und eine Laufachse, angebracht sind. Darauf ist im Falle der Drehramme eine aus zwei halbkreisförmigen Teilen bestehende Eisenbahnschiene niedergeschraubt. Auf ihr laufen die das Gewicht übertragenden Rollen des Drehrahmens, während als Zentrierung und zugleich Sicherung gegen Kippen die Welle benutzt wird, welche die Kraft für das Fahrwerk auf das Fahrgestell überträgt. Konzentrisch um die Laufschiene ist ein ebenfalls aus zwei Halbkreisen bestehendes U-Eisen mit Triebstockverzahnung zum Zweck der Drehbewegung angeordnet. Der Drehrahmen ist ebenso wie das Fahrgestell im wesentlichen aus vier zusammengeschraubten Walzträgern gebildet.

Auf diesen Drehrahmen — bei der Reihenramme unmittelbar auf das Fahrgestell — stützt sich nun das vier Stockwerke von rechteckigem Querschnitte besitzende Gerüst rückwärts mit Hilfe der beiden Neigespindeln vorn durch zwei Gleitschuhe, denen die genaue Einstellung auf den geplanten Standort des Pfahles obliegt; beide Bewegungen werden durch Maschinenkraft betätigt.

Das unterste Stockwerk hat eine Höhe von 3 m. Diese verhältnismäßig beträchtliche Höhe wirkt infolge der leichteren Montierbarkeit in der Nähe des Erdbodens keineswegs erschwerend, sondern nützlich. An den vorderen Knotenpunkten des ersten Stockwerksrahmens ist nämlich der durch ein horizontales Gelenk gegen den Grundrahmen abgestützte unterste Verbindungsbügel der überhängenden Laufruten mittels zweier schräg V-förmig nach unten verlaufender Zugstreben angehängt. Diese erleiden eine desto stärkere Zugbeanspruchung, die vorderen senkrechten Stützen hingegen eine die tatsächlichen senkrechten Kräfte desto mehr übersteigende Druckbeanspruchung, je kleiner das Verhältnis dieser Stockwerkshöhe zum Überhang der Laufruten ist. Dies erklärt wohl zur Genüge die auffallend schwächere Bemessung der übrigen Stockwerke.

Sämtliche die höher gelegenen Stoßstellen der Laufruten verbindenden Bügel sind gegen die vorderen Knotenpunkte der entsprechenden Stockwerksrahmen gelenkig durch wagrechte V-förmige Bügel abgestützt. Das zweite und dritte Stockwerk sind je 2,5 m hoch, das oberste jedoch bloß 2 m, weil es als schiefe Pyramide stark nach vorn übergeneigt schwer und nicht ganz gefahrlos zu montieren wäre. Die Spitze dieser Pyramide, welche die oberste Führung der Laufruten darstellt, läuft in eine Tasche aus kräftigem Blech aus, die einen zu diesem Zwecke vorgesehenen dritten Verbindungsbügel des obersten Laufrutenstückes von rückwärts umgreift und mit diesem durch einen kräftigen Bolzen verbunden ist. Letzterer sitzt wohl in zwei Ösen des Bügels satt, in der Blechtasche hingegen in zwei vertikalen Langlöchern, so daß auch die Turmspitze lediglich senkrecht zu den Laufruten gerichtete Kräfte aufzunehmen vermag.

Das sehr reichliche Trägheitsmoment der Laufruten erlaubt es, diese noch um 1,6 m über die Turmspitze herausragen zu lassen, ohne daß das eigentliche Gerüst so hoch hinaufzuragen braucht. Die Seilrolle für die Einstellung des Schlagwerkes befindet sich denn auch am obersten Bügel dieses hochragenden Laufrutenteiles, während das Drahtseil für das Pfahlheben über eine seitlich an der Turmspitze angebrachte Seilrolle läuft. Zu erwähnen ist noch, daß die Zug- bzw. Druckstäbe, welche die Seitenkanten der Gerüstpyramide bilden, nicht wie die einzelnen Teilstücke der Laufruten mit den Stockwerken abschneiden, sondern daß sich je zwei vordere und zwei rückwärtige Stäbe übergreifen. Zweck dieser Maßnahme ist, nach Fertigstellung eines Stockwerkes darin einen hochragenden Ständer zu haben, an dessen Spitze eine Rolle oder ein Flaschenzug befestigt werden kann, um die noch fehlenden Bestandteile des Stockwerkes bis zu einer bequemen Arbeitshöhe für die auf der letzterrichteten Plattform stehenden Arbeiter emporzuziehen.

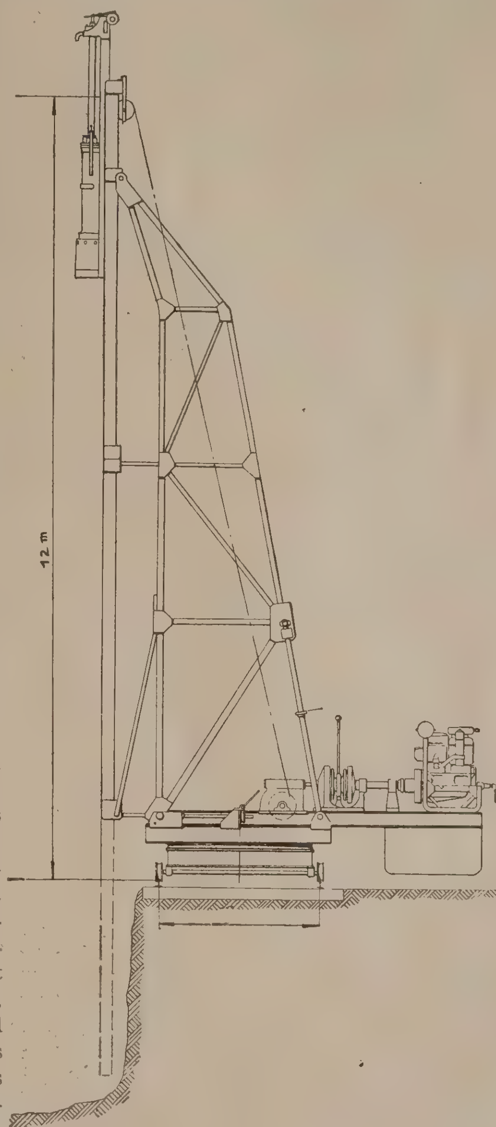


Abb. 2.

Für die Bearbeitung besonders langer Pfähle, also etwa der eisernen Spundwandbohlen System Larsen, bei Pfeilergründungen ist die Erhöhung durch Einbau eines 2 × 2,5 m hohen parallelflankigen Zusatzgliedes zwischen dem ersten und zweiten Stockwerk vorgesehen. Da eine Laufrutenverlängerung nach unten diesfalls nicht in Frage kommt, wird entsprechend der halben Höhe des Zusatzgliedes das entbehrliche Laufrutenverlängerungseisen neben dem Zusatzglied eingesetzt. Bei der Drehramme beträgt also dann die nutzbare Rammhöhe 17,25 m über der Standebene. Ein Neigen dieses Aufbaus ist allerdings nicht möglich, aber auch nicht notwendig.

Zwei am Drehrahmen — bei der Reihenramme am Fahrgestell — befestigte sehr kräftige Walzträger sind parallel als Konsole nach rückwärts geführt und tragen als Gegengewicht die gesamte Maschinenanlage. In diesem einzigen Falle wäre das große Gewicht eines Dampfkessels von Vorteil. Es ist übrigens bei anderem als dem Dampfantrieb leicht durch einen zwischen die beiden Träger eingehängten dünnwandigen Blechkasten zu ersetzen, der Wasserballast aufzunehmen vermag. Letzterer verbindet besonders dann zwei Vorteile, wenn bei Antrieb durch Verbrennungsmotor und Luftverdichter wegen Mangel genügend reinen Kühlwassers an Ort und Stelle mit demselben Wasser gearbeitet werden muß.

Am Ende der beiden Träger sind Schraubstützen vor-

gesehen, um der Ramme bei Rückwärtsneigung den erforderlichen Rückhalt zu geben. Bei Dampfbetrieb werden sämtliche Bewegungen, ausgenommen die Hauptarbeit des Rammens, von einem umsteuerbaren Vierzylindermotor vollführt, der bei 1000 Umdrehungen p. Min. 10 PS leistet. Bei Druckluftbetrieb wird diese Arbeit mittels einer nachgiebigen als Riemenscheibe ausgebildeten Kupplung von der Welle des Motorkompressors abgenommen, dessen Standardtype für leicht beförderbare Anlagen aus einem Vierzylinder-Benzinmotor gekuppelt mit einem Kompressor besteht. Dieser Maschinensatz besteht deshalb aus zwei getrennten Maschinen, um die Beförderung zu erleichtern, weiter aber auch, um gegebenenfalls den Benzinmotor durch einen Schwerölmotor oder Elektromotor ersetzen zu können.

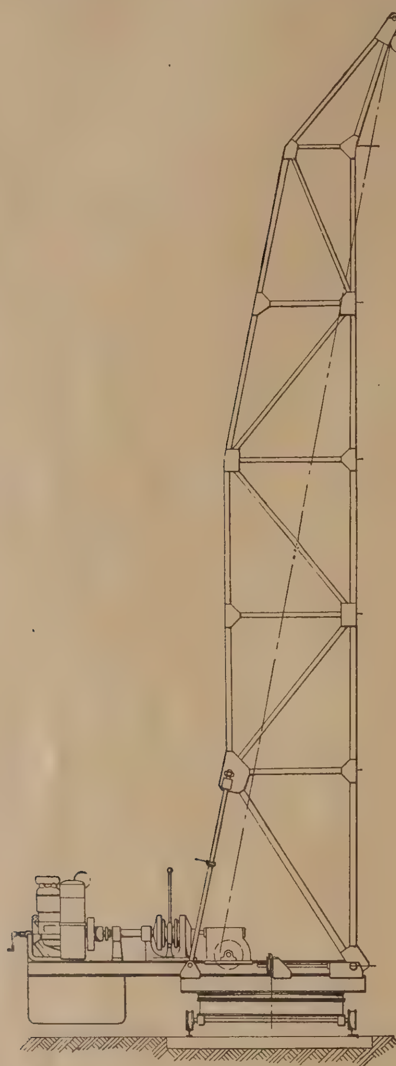


Abb. 3.

Von der Welle des Dampfmotors oder bei Druckluftantrieb von jener des Verdichters wird die Winde unmittelbar betätigt, die mit zu den besonderen Vorzügen dieser Baumaschine gehört. Um sowohl das Schlagwerk als auch den Pfahl mit gesonderten Drahtseilen heben zu können, weist die Winde zwei auf derselben Welle gelagerte Trommeln auf, deren jede unabhängig auf letztere gekuppelt beim Lastsenken stärker oder schwächer gebremst werden kann. Ein gar nicht hoch genug anzuschlagender Vorteil besteht darin, daß Kupplung und Bremse im Innern der zugehörigen Seiltrommeln eingekapselt sind und in Öl laufen. Sie sind demnach nicht bloß einem kaum wahrnehmbaren Verschleiß unterworfen, sondern auch in der vollkommensten Weise gegen Witterungseinflüsse, insbesondere Regen sowie herabfallende Gegenstände, durch die stählernen Trommeln geschützt. Die Übersetzung ist Langsame zur Trommelwelle wird zwecks Vermeidung weiterer Vorgelege dazu benutzt, um von deren einem Stirnende mittels Gall'scher Kette den Antrieb für das Drehen, Neigen, Fahren und Einstellen des Gerüstes abzuleiten. Dies erfolgt unter Einschaltung einer zusätzlichen am Ende der Trommelwelle angebrachten ausrückbaren, das übertragene Drehmoment zur Sicherung gegen Stöße beim Anfahren und Drehen begrenzenden, jedoch auch von Hand ein- und ausrückbaren in Öl laufenden Rutschkupplung. Die Kette treibt zwei gegenläufige Wellen, von denen jede der obengenannten Bewegungen durch Schwenkräder in jeder Richtung abgeleitet werden kann. Diese Anordnung macht zahlreiche klobige Klauenkupplungen entbehrlich, die sowohl eine beträchtliche axiale Länge als auch Kraftaufwand bei der Bedienung erfordern.

Erwähnenswert ist noch, daß die Umkehr der Drehrichtung an der Winde selbst, ferner die allmähliche von der Lage des betreffenden Hebels abhängige Steigerung des zu kuppelnden bzw. abzubremsenden Drehmoments die Verwendung nicht bloß nicht umsteuerbarer, sondern hinsichtlich der Drehzahl sehr steifer Antriebsmotoren, also Schwerölmotoren, ja sogar elektrischer Synchronmotoren, zulassen. Mit Rücksicht auf die geringe Benutzung, wie sie bei der Ramme vorkommt, ist die Winde wohl reichlich sorgfältig durchgebildet, dafür aber, auf ihrem besonderen aus Profileisen hergestellten Grundrahmen montiert, abnehmbar und gelegentlich als selbständiges Hebezeug für eine Nutzlast von 1600 kg je Trommel verwendbar. Außer diesem Luxus, welcher der Güte des ganzen Maschinensatzes nur zustatten kommt, besteht die einzige Maßnahme, die sichtlich nur der Verwendung als Aufzug zuliebe getroffen wurde, in der Vorkehrung einer übrigens höchst einfachen, am freien Trommelwellenende auch nachträglich noch anzubringenden Vorrichtung für selbsttätiges Abstellen und Festbremsen bei Erreichen einer bestimmten Förderhöhe.

Viel wichtigere Vorbedingungen für die gelegentliche Verwendung der ganzen Maschine als Hebezeug hat aber der Zufall oder besser gesagt das Streben nach technischer Vollkommenheit geschaffen, nämlich das hohe fahr- und drehbare Gerüst mit der für Rollen eingerichteten Führung, für die es ganz gleichgültig ist, ob die Rollen einem Schlagwerk oder etwa einem Kippkübel angehören. Denkt man sich somit in Abb. 2 das Schlagwerk durch einen Förderkübel ersetzt, der natürlich auch später beschafft werden kann, so ist die Umwandlung auch in der Praxis leicht vollzogen. Selbstverständlich gehört dann auch das Zusatzglied dazu, welches sich inbegriffen eine Förderhöhe von 16,50 m beim Gerüst der Drehramme und 16,10 m beim Gerüst der Reihenramme ergibt. Wird z. B. bei einem Hochbau auf die Fahrbarkeit verzichtet, so kann eine daneben stehende Betonmischmaschine oder eine Kreissäge durch Riemenantrieb betätigt mitlaufen, so daß der eine Motor alle beim Bau notwendige Maschinenarbeit, nämlich Lastheben, Betonbereitung, außerdem aber auch Lieferung von Druckluft für Betonstampfer oder Betonspritzapparate bestreitet. Eine derartige Anordnung ist dem Bauwesen nicht unbekannt, denn besonders Betonaufzüge und Mischmaschinen wurden bisher sehr häufig durch Benzinmotoren angetrieben. Umgekehrt kann aber auch die als Riemenscheibe ausgebildete Lederringkupplung zwischen Luftverdichter und Winde bei Wegfall des Benzinmotors zum Riemenantrieb durch einen abseits stehenden Elektromotor oder eine Dampfmaschine dienen.

Werden die Laufruten bei der Montage einfach weggelassen, so ergibt sich ein Gebilde nach der schematischen Abbildung 3, das durch einen Ausleger einfachster Art zu einem Baukran vervollständigt wird. Der Ausleger stützt sich auf die vorderen Knotenpunkte des letzten oder vorletzten Stockwerksrahmens und hängt an der Turmspitze. In einer Entfernung von 4,5 m von der lastseitigen Schiene kann noch eine Last von 1000 kg gehoben werden, wodurch diese Anordnung anderen Spezialhebezeugen in keiner Weise nachsteht. Sie wäre auch — natürlich bloß als improvisierter Notbehelf — als Greifbagger für kleine Leistung benutzbar.

Außer durch die sehr zweckmäßige konstruktive Durchbildung ist bei dem vorstehend beschriebenen Maschinensatz das tote Gewicht durch die ausgiebigste Verwendung von Stahlguß auf ein Mindestmaß herabgedrückt. Dies erhöht die Dauerhaftigkeit und Betriebssicherheit mit Rücksicht auf die derbe Behandlung besonders beim Verladen und Abladen, wobei Gußeisenteile nur zu leicht brechen. Die Tatsache, daß das Gesamtgewicht der beschriebenen Universal-Baumaschine einschließlich Benzinmotor und Luftverdichter rund 10000 kg beträgt, gestattet im Verein mit der geringen Länge der Einzelbestandteile ohne weiteres die gleichzeitige Beförderung des ganzen Maschinensatzes auf einem offenen Eisenbahnwagen von 6 m Länge.

# STATISCHE UNTERSUCHUNG EINES N-FACH STATISCH UNBESTIMMTEN SYSTEMES BEI AUSGANG VON EINEM (N−1)-FACH STATISCH UNBESTIMMTEN GRUNDNETZ.

*Von Dr.-Ing. Fritz Rabbow, Hannover.*

(Vgl. hierzu Centralbl. d. B. 1922, Nr. 27—28 und Nr. 83.)

***Übersicht:*** In der folgenden Abhandlung wird ein Verfahren zur Untersuchung eines n-fach statisch unbestimmten Systems durch Ausgang von einem (n−1)-fach statisch unbestimmten Grundnetz gegeben. Unter I. wird die allgemeine theoretische Untersuchung durchgeführt. Unter II. wird gezeigt, wie das Verfahren besonders einfach wird, wenn das (n−1)-fach statisch unbestimmte Grundnetz ein durchlaufender Balken ist, an dem alle Werte mittels der Clapeyronschen Gleichungen zu errechnen sind. Unter III. wird gezeigt, daß es in den behandelten Beispielen möglich ist, durch geeignete Wahl der Gelenkpunkte ein statisch bestimmtes Hauptsystem zu bilden, bei dem auch die statisch unbestimmte Gruppenwirkung $Y_n = -1$ nur aus der Einzelwirkung $X_n = -1$ in n besteht. Die Biegelinie für $-1$ in n an diesem Hauptsystem gibt direkt die Einflußlinie $X_n$ und $Y_n$.

In Folgendem soll ein Verfahren zur Untersuchung mehrfach statisch unbestimmter Systeme entwickelt werden, das in vielen Fällen zu einer sehr einfachen und kurzen Lösung führt. Theoretisch stellt das Verfahren den Übergang auf ein n-fach statisch unbestimmtes System von einem (n−1)-fach statisch unbestimmten Grundnetz unter Einführung einer statisch unbestimmten Gruppenwirkung $Y_n$ dar.

## I. Allgemeine theoretische Ableitung.

Es werden folgende Bezeichnungen eingeführt:

$X_a$ bis $X_n$ = statisch unbestimmte Einzelwirkungen,
a bis n = deren Angriffsstellen,
$Y_a$ bis $Y_n$ = statisch unbestimmte Gruppenwirkungen,
$y_{ik}$ = Matrixkonstante der Einzelwirkung $X_i$ und der Gruppenwirkung $Y_k$,
$1 \cdot \delta_{ik}$ = Arbeit der Gruppe $Y_i = -1$ bei Verrückung infolge Gruppe $Y_k = -1$,
$1 \cdot \vartheta_{ik}$ = Arbeit der Einzelwirkung $X_i = -1$ bei Verrückung infolge Gruppe $Y_k = -1$.

Die allgemeinen theoretischen Grundlagen der Untersuchung eines n-fach statisch unbestimmten Bauwerkes unter Einführung von statisch unbestimmten Gruppenwirkungen werden als bekannt vorausgesetzt. Die folgende Tabelle, die „Matrix", gibt die Konstanten. Die wagerechten Spalten stellen in ihrer Gesamtheit die statisch unbestimmten Einzelwirkungen $X_a$ bis $X_n$ dar, die senkrechten Spalten die Gruppenwirkungen $Y_a = +1$ bis $Y_n = +1$.

| | $Y_a = +1$ | $Y_b = +1$ | $Y_c = +1$ | $Y_n = +1$ |
|---|---|---|---|---|
| $X_a$ | $y_{aa}$ | $y_{ab}$ | $y_{ac}$ | $y_{an}$ |
| $X_b$ | $y_{ba}$ | $y_{bb}$ | $y_{bc}$ | $y_{bn}$ |
| $X_c$ | $y_{ca}$ | $y_{cb}$ | $y_{cc}$ | $y_{cn}$ |
| $X_n$ | $y_{na}$ | $y_{nb}$ | $y_{nc}$ | $y_{nn}$ |

Nach dem Bettischen Lehrsatze ist die Arbeit der Gruppe $Y_i = -1$ bei Verrückung infolge Gruppe $Y_k = -1$ gleich der Arbeit der Gruppe $Y_k = -1$ bei Verrückung infolge Gruppe $Y_i = -1$, also:

$$1 \cdot \delta_{ik} = y_{ai}\,\vartheta_{ak} + y_{bi}\,\vartheta_{bk} + y_{ci}\,\vartheta_{ck} + \ldots + y_{ni}\,\vartheta_{nk} =$$
$$1 \cdot \delta_{ki} = y_{ak}\,\vartheta_{ai} + y_{bk}\,\vartheta_{bi} + y_{ck}\,\vartheta_{ci} + \ldots + y_{nk}\,\vartheta_{ni}$$

Es sei nun im folgenden angenommen, daß das der Untersuchung zum Ausgang dienende (n−1)-fach statisch unbestimmte System unter Einführung beliebiger Einzelwirkungen $X_a$ bis $X_{n-1}$ nach irgend einem Verfahren untersucht sein möge. Die δ-Werte zwischen diesen (n−1) Gruppen, die verschiedene Indices haben, sind daher nicht Null und die Einzelwirkungen X sind gleichzeitig Gruppenwirkungen Y.

Nun werde aber die Gruppe $Y_n$ so eingeführt, daß die δ-Werte mit Index n und a bis (n−1) Null werden, also:

$$\delta_{an} = \delta_{na} = 0;\ \delta_{bn} = \delta_{nb} = 0;\ \ldots;\ \delta_{(n-1)n} = \delta_{n(n-1)} = 0$$

Aus diesen sich ergebenden n−1 Gleichungen sind n−1 Konstanten der Gruppe $Y_n$ zu errechnen, während die nte Konstante +1 gewählt werden kann. Damit hat die Matrix folgendes Aussehen:

| | $Y_a = +1$ | $Y_b = +1$ | $Y_c = +1$ | $Y_{(n-1)} = +1$ | $Y_n = +1$ |
|---|---|---|---|---|---|
| $X_a$ | +1 | 0 | 0 | 0 | $y_{an}$ |
| $X_b$ | 0 | +1 | 0 | 0 | $y_{bn}$ |
| $X_c$ | 0 | 0 | +1 | 0 | $y_{cn}$ |
| $X_{(n-1)}$ | 0 | 0 | 0 | +1 | $y_{(n-1)n}$ |
| $X_n$ | 0 | 0 | 0 | 0 | +1 |

Die Bildung der δ-Werte mit gleichen oder verschiedenen Indices der ersten (n − 1) Gruppen gibt allgemein:

$$1 \cdot \delta_{ii} = 1 \cdot \vartheta_{ii};\ 1 \cdot \delta_{ik} = 1 \cdot \vartheta_{ik}$$

Nun sind die δ-Werte, die Null werden sollen, zu bilden. Sie haben als einen Index n, als zweiten Index a bis (n − 1).

$$\delta_{an} = 0 = y_{aa}\,\vartheta_{an} + y_{ba}\,\vartheta_{bn} + \ldots + y_{na}\,\vartheta_{nn} = 1 \cdot \vartheta_{an} = 0$$
$$\delta_{bn} = 0 = y_{ab}\,\vartheta_{an} + y_{bb}\,\vartheta_{ba} + \ldots + y_{nb}\,\vartheta_{nn} = 1 \cdot \vartheta_{bn} = 0$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$\delta_{(n-1)n} = 0 = y_{a(n-1)}\,\vartheta_{an} + y_{b(n-1)}\,\vartheta_{bn} + \ldots + y_{n(n-1)}\,\vartheta_{nn} = 1 \cdot \vartheta_{(n-1)n} = 0$$

Nun werde vorerst der Wert $\delta_{nn}$ gebildet, der natürlich nicht Null ist:

$$\delta_{nn} = y_{an}\,\vartheta_{an} + y_{bn}\,\vartheta_{bn} + \ldots + y_{nn}\,\vartheta_{nn} = 1 \cdot \vartheta_{nn}$$

Weiter wird gebildet:

$$\delta_{na} = 0 = y_{an}\,\vartheta_{aa} + y_{bn}\,\vartheta_{ba} + \ldots + y_{nn}\,\vartheta_{na} = 0$$
$$\delta_{nb} = 0 = y_{an}\,\vartheta_{ab} + y_{bn}\,\vartheta_{bb} + \ldots + y_{nn}\,\vartheta_{nb} = 0$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$\delta_{n(n-1)} = 0 = y_{an}\,\vartheta_{a(n-1)} + y_{bn}\,\vartheta_{b(n-1)} + \ldots + y_{nn}\,\vartheta_{n(n-1)} = 0$$

Ersetzt man in diesen Gleichungen diejenigen ϑ-Werte, die den δ-Werten identisch sind, durch letztere unter gleichzeitiger Vertauschung der Indizes nach Maxwell, so lauten die Gleichungen:

$$0 = y_{an}\,\delta_{aa} + y_{bn}\,\delta_{ab} + \ldots + y_{(n-1)n}\,\delta_{a(n-1)} + y_{nn}\,\vartheta_{na}$$
$$0 = y_{an}\,\delta_{ba} + y_{bn}\,\delta_{bb} + \ldots + y_{(n-1)n}\,\delta_{b(n-1)} + y_{nn}\,\vartheta_{nb}$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$0 = y_{an}\,\delta_{(n-1)a} + y_{bn}\,\delta_{(n-1)b} + \ldots + y_{(n-1)n}\,\delta_{(n-1)(n-1)} + y_{nn}\,\delta_{n(n-1)}$$

In diesen Gleichungen sind die Matrixkonstanten $y_{an}$ bis $y_{(n-1)n}$ noch unbekannt, $y_{nn}$ ist gleich +1. Die ϑ-Werte in den letzten Gliedern der Gleichungen sind die Verrückungen in Richtung der Einzelwirkung $X_n = -1$ infolge der Gruppen- und zugleich Einzelwirkungen $X_a = -1$ bis $X_{n-1} = -1$, die nach Maxwell wiederum gleich den Verrückungen in Richtung der Einzelwirkungen $X_a = -1$ bis $X_{n-1} = -1$ infolge der Einzelwirkung $X_n = -1$ sind. Die obigen Gleichungen sind damit dieselben, die sich bei Untersuchung des (n−1)-fach statisch unbestimmten Bauwerkes mittels Einzelwirkungen ergeben, wenn dieses durch 1 in n belastet wird, nur

ist das Vorzeichen des konstanten Belastungsgliedes umgekehrt und statt der statischen Unbestimmten $X_a$ bis $X_{n-1}$ stehen die Matrixkonstanten $y_{an}$ bis $y_{(n-1)n}$. Die Lösung der Gleichungen nach $y_{an}$ bis $y_{(n-1)n}$ gibt für diese also die statisch unbestimmten Einzelwirkungen $X_a$ bis $X_{n-1}$, die aus Belastung durch $-1$ in n entstehen, nur ist das Vorzeichen umgekehrt. Da diese Werte y aber für die + Y-Matrix gelten, so folgt:

Der Gruppenzustand $Y_n = -1$ besteht aus $-1$ in n und denjenigen Einzelwirkungen $X_a$ bis $X_{(n-1)}$ in a bis $(n-1)$, die am $(n-1)$-fach statisch unbestimmten Bauwerk aus Belastung $-1$ in n hervorgehen.

Hat man nun als $(n-1)$-fach statisch unbestimmtes System ein Bauwerk, das sich nach einem beliebigen Verfahren ohne große Schwierigkeiten mittels statisch unbestimmter Einzelwirkungen untersuchen läßt, so ist der Gang der Lösung folgender:

Man ermittle zunächst aus der äußeren Belastung die statisch unbestimmten Einzelwirkungen $X_a = Y_a$ bis $X_{(n-1)} = Y_{(n-1)}$ am $(n-1)$-fach statisch unbestimmten Grundnetz. Dann belaste man dieses mit $-1$ in n und ermittle die daraus entstehenden statisch unbestimmten Einzelwirkungen in a bis $(n-1)$. Diese mit $-1$ in n zusammen geben den Zustand $Y_n = -1$, Momente $M_n$. Damit wird:

$$Y_n = \frac{\int M_0 M_n \, d s \frac{J_c}{J}}{\int M_n^2 \, d s \frac{J_c}{J}}$$

Darin bedeuten $M_0$ die Momente am statisch-bestimmten Grundnetz aus der äußeren Belastung.

Bei der Untersuchung mittels Einflußlinien stellt das Zählerintegral die Verschiebung in Richtung der äußeren Belastung $P = 1$ infolge der Belastung $Y_n = -1$ dar, ausgedrückt für alle Lastknoten m durch die $E \cdot J_c$-fache Biegelinie zum Belastungszustande $Y_n = -1$.

Ein solches Bauwerk, das sich ohne große Schwierigkeiten mittels statisch unbestimmter Einzelwirkungen untersuchen läßt, ist der Balken auf mehreren Stützen. Die Clapeyronschen Gleichungen für bestimmte Belastungszustände geben die als statische Unbestimmte eingeführten Stützmomente. Das Verfahren wird also dann besonders einfach und zweckmäßig sein, wenn man das n-fach statisch unbestimmte System durch Beseitigung der Einzelwirkung $X_n$ in einen Balken auf mehreren Stützen verwandeln kann, Bauwerke, die besonders im Gebiete des Eisenbetonbaues sehr häufig sind. Es ist dies der über mehrere Zwischenstützen oder Unterzüge laufende Balken in steifer Verbindung mit Endstielen. Die Eisenbetonvorschriften vom 13. 1. 16 besagen über dessen Berechnung unter § 16,5, daß die Zwischenstiele im allgemeinen nur auf zentrischen Druck zu berechnen sind, die Endstützen dagegen unter Einführung von $1/3$ des Feldmomentes bei freier Auflagerung auf Druck und Biegung. Die Einführung dieses Eckmomentes für den Balken ist aber nach den Vorschriften nicht statthaft. Das diesen Forderungen entsprechende statische System wäre also ein Balken auf mehreren Stützen, von denen die Endstützen steif mit dem Balken verbunden sind, die Zwischenstützen aber Pendelstützen sind. Wird nun für dieses System die statische Untersuchung durchgeführt, so gilt § 16,1 der Vorschriften. Das ermittelte Eckmoment an den Endstützen, das für die Stiele doch eingeführt werden muß, nicht aber bei angenäherter Berechnung für den Balken, für den es in den Endfeldern gerade günstig wirkt, wird nun nach einer einwandfreien Untersuchung gefunden und für Stiele und Balken in Rechnung gestellt. Das Bauwerk wird unter den folgenden Beispielen in zwei Ausführungen durchgerechnet.

Dabei wird man meist finden, daß es am zweckmäßigsten ist, in die Berechnung sofort die Bauwerksabmessungen mit ihren Zahlenwerten einzuführen. Dem entsprechend sollen auch die beiden Beispiele durchgerechnet werden.

Ein anderes Bauwerk, für das der angeführte Untersuchungsgang sehr zweckmäßig ist, ist die Kette, durch einen durchlaufenden Balken versteift, mit aufgehobenem Horizontalschub, das System der Hängebrücke in Köln.

## II. Beispiele:

1. Vierstieliger symmetrischer Rahmen mit Fußgelenken, Zwischenstützen als Pendelstützen.

Abb. 1 gibt das wirkliche Bauwerk mit den Abmessungen und den Verhältnissen $\frac{J_c}{J}$. Abb. 2 gibt das $(n-1)$-, hier 2 fach statisch unbestimmte Grundnetz, einen Balken auf vier Stützen, mit Belastung $-1$ in c, einem Biegungsmoment in der Rahmenecke c. Aus dieser Belastung tritt in den Fußgelenken der Endstiele eine wagerechte Kraft $\frac{1}{h}$ auf, die auch in der rechten Rahmenecke ein Moment $-1$ hervorruft, demnach lautet

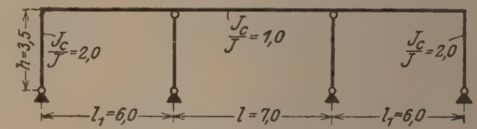


Abb. 1.

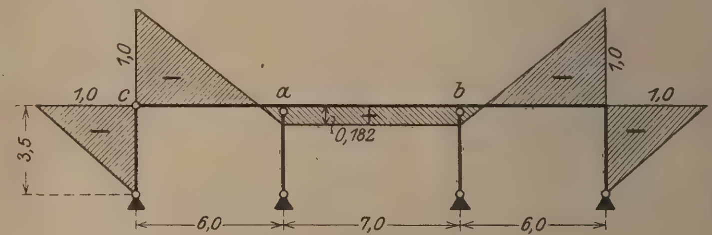


Abb. 2. Momente $M_c$.

die Clapeyronsche Gleichung unter der Beachtung, daß aus Symmetriegründen die Stützmomente gleich groß sind:

$$-1 \cdot 6{,}0 + 2\,M_a\,(6{,}0 + 7{,}0) + M_a \cdot 7{,}0 = 0, \quad 33{,}0\,M_a = +6{,}0;$$
$$M_a = M_b = +0{,}182 : y_{ac} = y_{bc} = -0{,}182.$$

Die Matrix hat also folgendes Bild:

| | $Y_a = +1$ | $Y_b = +1$ | $Y_c = +1$ |
|---|---|---|---|
| $X_a$ | +1 | 0 | −0,182 |
| $X_b$ | 0 | +1 | −0,182 |
| $X_c$ | 0 | 0 | +1 |

Die $M_c$-Fläche aus $Y_c = -1$ hat damit die Form der Abb. 2.

a) Auswertung für Belastung eines Endfeldes durch p t/m (Abb. 3).

Die $M_0$-Fläche ist die Parabel unter dem belasteten Endfelde. Parabelpfeil:

$$p\,\frac{l^2}{8} = p\,\frac{6{,}0^2}{8} = 4{,}5\,p$$

Inhalt der $M_0$-Fläche:

$$F_M = \frac{2}{3}\,6{,}0 \cdot 4{,}5\,p = 18\,p$$

Am Balken auf 4 Stützen entstehen aus der Belastung des Endfeldes durch p t/m Stützmomente $M_a$ und $M_b$, die den Werten $Y_a$ und $Y_b$ identisch sind. Sie errechnen sich aus folgenden beiden Clapeyronschen Gleichungen:

$$1.\quad 2\,M_a\,(6{,}0 + 7{,}0) + M_b \cdot 7{,}0 = -p\,\frac{6{,}0^3}{4} = -54\,p$$
$$2.\quad M_a \cdot 7{,}0 + 2\,M_b\,(6{,}0 + 7{,}0) = 0$$

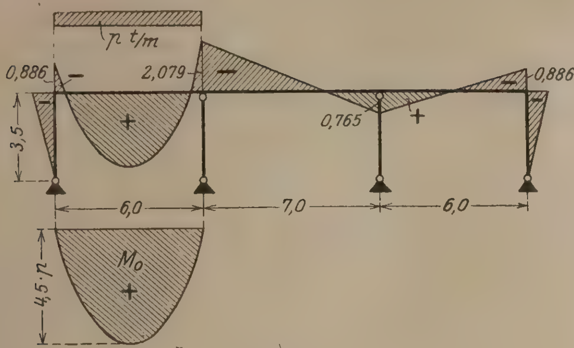


Abb. 3.

Die Lösung gibt:

$$M_a = Y_a = -2{,}24\ p$$
$$M_b = Y_b = +0{,}604\ p$$

Weiter ist

$$Y_c = \frac{\int M_0 M_c\, d s \frac{J_c}{J}}{\int M_c^2\, d s \frac{J_c}{J}}$$

$$\int M_0 M_c\, d s \frac{J_c}{J} = -18\ p \left[\frac{1}{2} - 0{,}182 \cdot \frac{1}{2}\right]$$
$$= -18\ p \cdot 0{,}409 = -7{,}36 \cdot p$$

$$\int M_c^2\, d s \frac{J_c}{J} = 2 \cdot 2{,}0 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{3{,}5}{2} + 2\left[\frac{2}{3} \cdot \frac{6{,}0}{2} - \frac{1}{3} 0{,}182 \frac{6{,}0}{2}\right]$$
$$+ 2 \cdot 0{,}182 \left[\frac{2}{3} 0{,}182 \frac{6{,}0}{2} - \frac{1}{3} \cdot \frac{6{,}0}{2}\right] + 0{,}182^2 \cdot 7{,}0 = +8{,}303$$

$$Y_c = -\frac{7{,}36}{8{,}303}\, p = -0{,}886\ p$$

Damit ergeben sich nach der Matrix die statisch unbestimmten Einzelwirkungen zu:

$$X_a = -2{,}24\ p + 0{,}182 \cdot 0{,}886\ p = -2{,}079\ p$$
$$X_b = +0{,}604\ p + 0{,}182 \cdot 0{,}886\ p = +0{,}765\ p$$
$$X_c = -0{,}886\ p$$

Damit ergibt sich die wirkliche Momentenfläche nach Abb. 3.

b) Auswertung für Belastung des Mittelfeldes durch p t/m (Abb. 4).

Die beiden gleich großen Stützmomente aus Belastung des Mittelfeldes durch p t/m ergeben sich aus der Clapeyronschen Gleichung:

$$2\, M_a (6{,}0 + 7{,}0) + M_a \cdot 7{,}0 = -p \frac{7{,}0^3}{4} = -85{,}7\ p$$
$$M_a = M_b = -2{,}60\ p = Y_a = Y_b.$$

Die $M_0$-Fläche ist die Parabel unter dem Mittelfeld.

Parabelpfeil: $p \frac{7{,}0^2}{8} = 6{,}125\ p$

$$F_M = \frac{2}{3} 7{,}0 \cdot 6{,}125\ p = 28{,}6\ p$$

$$\int M_0 M_c\, d s \frac{J_c}{J} = +0{,}182 \cdot 28{,}6\ p$$
$$= +5{,}2\ p$$

$$Y_c = +\frac{5{,}20}{8{,}303} \cdot p = +0{,}626\ p$$

$$X_a = X_b = -2{,}60\ p - 0{,}182 \cdot 0{,}626\ p = -2{,}714\ p$$
$$X_c = +0{,}626\ p$$

Damit hat die wirkliche Momentenfläche die Form nach Abb. 4.

c) Einflußlinien.

Die Einflußlinien $Y_a$ und $Y_b$ sind dieselben wie die Stützmoment-Einflußlinien am Balken auf 4 Stützen. Die

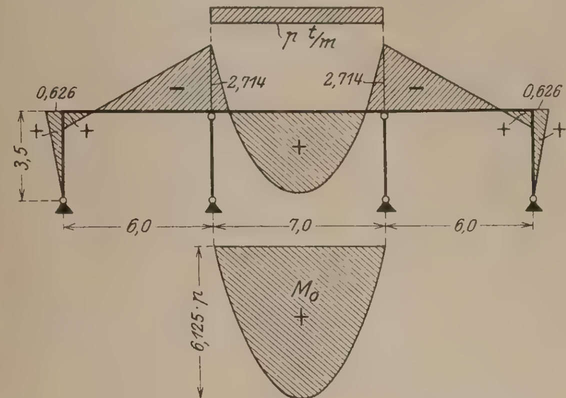


Abb. 4.

$Y_c$-Einflußlinie ergibt sich aus der Biegelinie für den Belastungszustand $Y_c = -1$, Momente $M_c$ nach Abb. 2. Die Ordinaten dieser Biegelinie stellen die Werte $E J_c\, \delta_{mc}$ dar. Die Division durch

$$E J_c\, \delta_{cc} = \int M_c^2\, d s \frac{J_c}{J}$$

gibt die Ordinaten der Einflußlinie $Y_c$.

Die Biegelinie kann mittels der $E J_c \cdot w$-Gewichte oder im vorliegenden Falle nach Mohr in Gestalt einer Gleichung entwickelt werden.

Aus den Y-Einflußlinien findet man nach der Matrix die X-Einflußlinien aus den Gleichungen:

$$X_a = Y_a - 0{,}182\ Y_c$$
$$X_b = Y_b - 0{,}182\ Y_c$$
$$X_c = Y_c$$

2. Sechsstieliger unsymmetrischer Rahmen mit Fußgelenken, Zwischenstiele als Pendelstützen.

Um zu zeigen, daß auch bei Unsymmetrie der Rechnungsgang ein recht einfacher ist, werden unsymmetrische Rahmenabmessungen eingeführt. Abb. 5 gibt gleich das 4fach statisch unbestimmte Grundnetz mit Belastung $-1$ in e. Die Clapeyronschen Gleichungen für diese Belastung lauten:

1. $-1 \cdot 6{,}0 + 2\, M_a \cdot 12{,}0 + M_b \cdot 6{,}0 = 0$
2. $M_a \cdot 6{,}0 + 2\, M_b \cdot 13{,}5 + M_c \cdot 7{,}5 = 0$
3. $M_b \cdot 7{,}5 + 2\, M_c \cdot 15{,}0 + M_d \cdot 7{,}5 = 0$
4. $M_c \cdot 7{,}5 + 2\, M_d \cdot 13{,}5 - 1 \cdot 6{,}0 = 0$

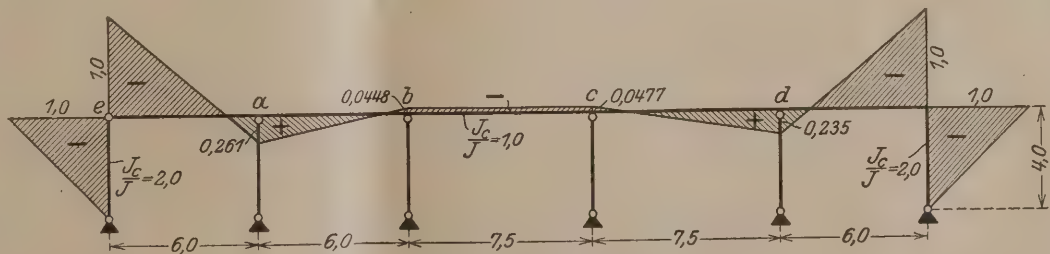


Abb. 5. Momente $M_e$.

Die Lösung gibt:

$$M_a = +0{,}261\ ;\ y_{an} = -0{,}261$$
$$M_b = -0{,}0448;\ y_{bn} = +0{,}0448$$
$$M_c = -0{,}0477;\ y_{cn} = +0{,}0477$$
$$M_d = +0{,}235\ ;\ y_{dn} = -0{,}235$$

Damit hat die $M_e$-Fläche die Form nach Abb. 5. Die Matrix hat folgendes Bild:

| | $Y_a = +1$ | $Y_b = +1$ | $Y_c = +1$ | $Y_d = +1$ | $Y_e = +1$ |
|---|---|---|---|---|---|
| $X_a$ | $+1$ | 0 | 0 | 0 | $-0{,}261$ |
| $X_b$ | 0 | $+1$ | 0 | 0 | $+0{,}0448$ |
| $X_c$ | 0 | 0 | $+1$ | 0 | $+0{,}0477$ |
| $X_d$ | 0 | 0 | 0 | $+1$ | $-0{,}235$ |
| $X_e$ | 0 | 0 | 0 | 0 | $+1$ |

Auswertung für Belastung p t/m im linken Endfeld.

Die Stützmomente aus Belastung p t/m im Endfeld am Balken auf 6 Stützen ergeben sich aus den Clapeyronschen Gleichungen:

$$1.\quad 24\,M_a + 6\,M_b = -p\,\frac{6{,}0^3}{4} = -54\,p$$
$$2.\quad 6\,M_a + 27\,M_b + 7{,}5\,M_c = 0$$
$$3.\quad 7{,}5\,M_b + 30\,M_c + 7{,}5\,M_d = 0$$
$$4.\quad 7{,}5\,M_c + 27\,M_d = 0$$

Die Lösung gibt:

$$M_a = Y_a = -2{,}394\,p$$
$$M_b = Y_b = +0{,}575\,p$$
$$M_c = Y_c = -0{,}1545\,p$$
$$M_d = Y_d = +0{,}043\,p$$

Die $M_0$-Fläche ist die Parabel unter dem belasteten Felde.

$$\text{Parabelpfeil: } p\,\frac{6{,}0^2}{8} = +\;4{,}5\,p$$

$$F_M = \frac{2}{3}\cdot 6{,}0\cdot 4{,}5\,p = +\,18{,}0\,p$$

$$\int M_0\,M_e\,ds\,\frac{J_c}{J} = -\frac{18{,}0}{2}\,p + \frac{18}{2}\,p\cdot 0{,}261 = -6{,}65\,p$$

Der Wert

$$\int M_e^2\,ds\,\frac{J_c}{J}$$

bildet sich aus folgenden Beiträgen:

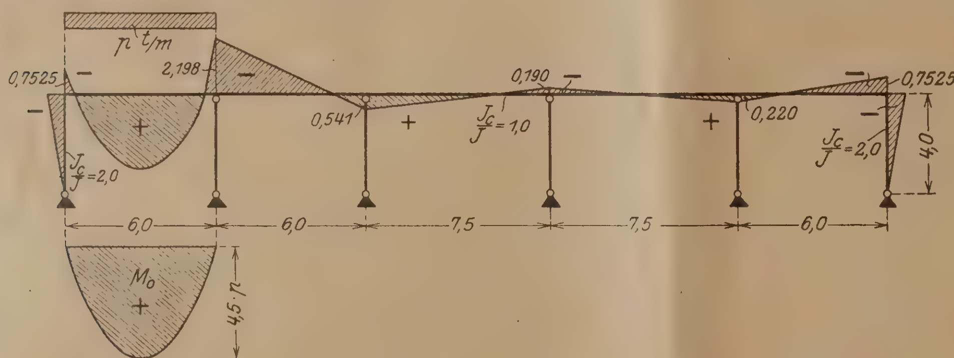



Abb. 6.

$$2\text{ Stiele: } +2\cdot 2{,}0\cdot\frac{2}{3}\,1\cdot\frac{4{,}0}{2}\;\ldots\ldots = +5{,}333$$

$$\text{Feld 1: } \frac{2}{3}\cdot 1\,\frac{6{,}0}{2} - \frac{1}{3}\,0{,}261\cdot\frac{6{,}0}{2} + 0{,}261\left[\frac{2}{3}\,0{,}261\,\frac{6{,}0}{2} - \frac{1}{3}\,1\,\frac{6{,}0}{2}\right] = +1{,}614$$

$$\text{Feld 2: } 0{,}261\left[\frac{2}{3}\,0{,}261\,\frac{6{,}0}{2} - \frac{1}{3}\,0{,}0448\,\frac{6{,}0}{2}\right] + 0{,}0448\left[\frac{2}{3}\,0{,}0448\,\frac{6{,}0}{2} - \frac{1}{3}\,0{,}261\,\frac{6{,}0}{2}\right] = +0{,}117$$

$$\text{Feld 3: } 0{,}0448\left[\frac{2}{3}\,0{,}0448\,\frac{7{,}5}{2} + \frac{1}{3}\,0{,}0477\,\frac{7{,}5}{2}\right] + 0{,}0477\left[\frac{2}{3}\,0{,}0477\,\frac{7{,}5}{2} + \frac{1}{3}\,0{,}0448\,\frac{7{,}5}{2}\right] = +0{,}016$$

$$\text{Feld 4: } 0{,}0477\left[\frac{2}{3}\,0{,}0477\,\frac{7{,}5}{2} - \frac{1}{3}\,0{,}235\,\frac{7{,}5}{2}\right] + 0{,}235\left[\frac{2}{3}\,0{,}235\,\frac{7{,}5}{2} - \frac{1}{3}\,0{,}0477\,\frac{7{,}5}{2}\right] = +0{,}116$$

$$\text{Feld 5: } 0{,}235\left[\frac{2}{3}\,0{,}235\,\frac{6{,}0}{2} - \frac{1}{3}\,1\,\frac{6{,}0}{2}\right] + \frac{2}{3}\,1\,\frac{6{,}0}{2} - \frac{1}{3}\,0{,}235\,\frac{6{,}0}{2}\;\ldots\ldots = +1{,}640$$

$$\int M_e^2\,ds\,\frac{J_c}{J} = +8{,}836$$

$$Y_c = -\frac{6{,}65}{8{,}836}\,p = -0{,}7525\,p$$

$$X_a = -2{,}394\;\;p + 0{,}261\;\;\cdot 0{,}7525\,p = -2{,}198\,p$$
$$X_b = +0{,}575\;\;p - 0{,}0448\cdot 0{,}7525\,p = +0{,}541\,p$$
$$X_c = -0{,}1545\,p - 0{,}0477\cdot 0{,}7525\,p = -0{,}190\,p$$
$$X_d = +0{,}043\;\;p + 0{,}235\;\;\cdot 0{,}7525\,p = +0{,}220\,p$$
$$X_e = -0{,}7525\,p$$

Die wirkliche Momentenfläche hat damit die Form der Abb. 6.

3. Kette, durch Balken auf 4 Stützen versteift.

Das Bauwerk nach Abb. 7 ist vom statischen Gesichtspunkte das System der Hängebrücke in Köln. Es ist 3-fach

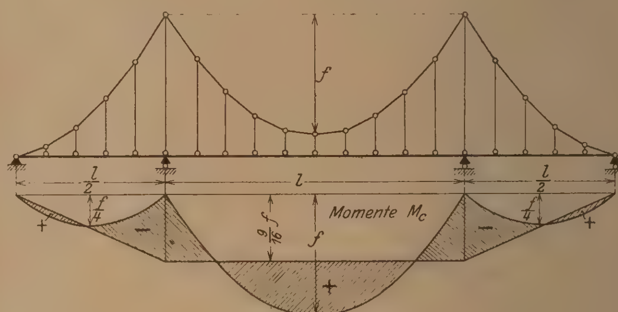



Abb. 7.

statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Einzelwirkungen werden die Biegungsmomente über den Zwischenstützen und die Horizontalkomponente des Kettenzuges eingeführt. Bei Untersuchung durch Ausgang vom (n — 1)-fach statisch unbestimmten Grundnetz ist dieses der Balken auf 4 Stützen. Die Einflußlinien $Y_a$ und $Y_b$ sind die Einflußlinien der Stützmomente dieses Balkens auf 4 Stützen.

Belastet man den Balken auf 4 Stützen durch die Horizontalkomponente des Kettenzuges $X_c = -1$, so erzeugt dieser in den Hängestangen Druckkräfte, die bei Parabelform der Kette und bei einem Verhältnis der Kettenpfeile wie die Quadrate der Spannweiten alle dieselbe Größe haben. Diese Einzellasten der Hängestangen am Balken kann man genügend genau durch eine gleichmäßig verteilte Belastung p ersetzen, deren Größe sich aus Spannweite und Kettenpfeil zu $p = \frac{8f}{l^2}$ errechnet.

Die Stützmomente am Balken auf 4 Stützen aus dieser vollen gleichmäßig verteilten Belastung p stellen mit umgekehrten Vorzeichen die Matrixkonstanten $y_{ac}$ und $y_{bc}$ dar. Damit ist die $M_c$-Fläche aus $Y_c = -1$ gefunden als Differenz der Parabelflächen der Kette und der trapezförmigen Momentenfläche der Stützmomente. Die Biegelinie zu dieser Momentenfläche stellt die Einflußlinie $Y_c$ dar, die zugleich die $X_c$-Einflußlinie ist. Die Einheit des Maßstabes der Einflußlinie ist:

$$E\,J_c\,\delta_{cc} = \int M_c^2\,ds\,\frac{J_c}{J} + \sum S_c^2\,s\,\frac{J_c}{F}$$

Beispiel:

Spannweite der Mittelöffnung $= l$

„ „ Seiten „ $= \frac{l}{2}$

Kettenpfeil der Mittelöffnung $= f$

„ „ Seiten „ $= \frac{f}{4}$

$$p = \frac{8f}{l^2}$$

Die Stützmomente aus dieser über den ganzen Balken auf 4 Stützen verteilten Belastung ergeben sich aus der Clapeyronschen Gleichung:

$$2 M_a \left(l + \frac{l}{2}\right) + M_a l = -\frac{p}{4}\left(\frac{l^3}{8} + l^3\right) = -\frac{9}{32} p l^3 = -\frac{9}{4} f l$$

$$M_a = -\frac{9}{16} f = M_b$$

$$y_{ac} = y_{bc} = +\frac{9}{16} f$$

Die $M_c$-Fläche aus $Y_c = -1$ hat die Form der Abb. 7. Die daraus zu ermittelnde Biegelinie ist zugleich Einflußlinie $Y_c$ und $X_c$, Maßstabseinheit ist $EJ_c\, \delta_{cc}$. Die Biegelinie kann mittels $EJ_c \cdot w$ Gewichten oder nach Mohr durch je eine Gleichung für Seiten- und Mittelöffnung gefunden werden.

## III. Einführung von Gerber-Gelenkträgern als statisch bestimmten Hauptsystemen.

Nach dem unter I. Entwickelten sind die Konstanten $y_{an}$ bis $y_{(n-1)n}$ diejenigen statisch unbestimmten Einzelwirkungen in a bis (n — 1) mit umgekehrten Vorzeichen, die aus der Belastung — 1 in n am (n — 1)-fach statisch unbestimmten Grundnetz entstehen. Liegen nun die Angriffsstellen a bis (n — 1) so, daß Belastung — 1 in n in ihnen Werte Null erzeugt, so sind damit die Matrixkonstanten $y_{an}$ bis $y_{(n-1)n}$ Null. In diesem Falle sind dann alle Gruppen Y zugleich Einzelwirkungen X.

Die Betrachtung der $M_n$-Flächen der untersuchten Bauwerke lehrt, daß die Stellen a bis (n — 1) in den Momentennullpunkten des durchlaufenden Balkens für Belastung — 1 in n liegen müssen. Es entsteht in allen Fällen als statisch bestimmtes Hauptsystem ein Gerbergelenkträger. Für das

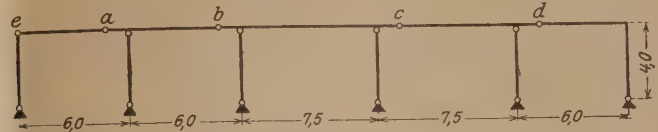



Abb. 8.

unter 2. behandelte 6stielige Rahmenbauwerk ist es ein System nach Abb. 8. Für die Kettenbrücke unter 3. kann man

Abb. 9a.

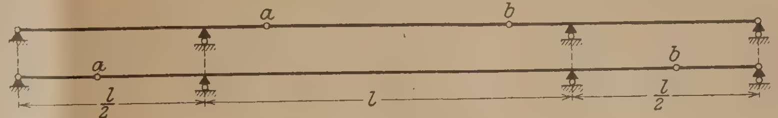



Abb. 9b.

die Gelenke in der Mittelöffnung, Abb. 9a, oder in den Seitenöffnungen, Abb. 9b, annehmen. Für diese statisch bestimmten Hauptsysteme gelten folgende Sätze:

1. Die Einflußlinien der Biegungsmomente in den Balkengelenken a bis (n — 1) sind dieselben wie die Biegungsmomenten-Einflußlinien in diesen Punkten am durchlaufenden Balken.

2. Die Einflußlinie $X_n = Y_n$ ist dargestellt durch die Biegelinie des Gelenkträgers für den Belastungszustand $X_n = -1$.

Eine Vereinfachung des Rechnungsganges dürfte in der Wahl des Gelenkträgers als statisch bestimmtes Hauptsystem kaum zu suchen sein, da die Lage der Gelenkpunkte a bis (n — 1) erst aus der Form der $M_n$-Fläche gefunden wird. Ferner erstreckt sich die $M_0$-Fläche am Gelenkträger über einen größeren Bereich des Hauptsystemes, als bei der Annahme der Gelenke über den Stielen.

---

# EINIGE ABÄNDERUNGSVORSCHLÄGE, BETREFFEND DIE EINHEITLICHEN BEZEICHNUNGEN FÜR DIE FESTIGKEITSBERECHNUNGEN VON INGENIEURBAUWERKEN.

*Von Dipl.-Ing. K. Otto, Studienrat an der staatl. Baugewerkschule, Nienburg an der Weser.*

Die beteiligten Kreise — unter ihnen nicht zuletzt die Lehrer an den technischen Fachschulen — haben sicher die in Heft 1, Jahrg. 1923, des „Bauingenieur" veröffentlichten neuen Vorschläge für einheitliche Bezeichnungen für die Festigkeitsberechnungen von Ingenieurbauwerken mit Genugtuung begrüßt. Einige der dort gewählten Bezeichnungen erscheinen mir jedoch auch jetzt noch als abänderungsbedürftig. Es sind dies alle die Bezeichnungen, die die Indices „max und min" enthalten, also ${}_{max}S$, ${}_{min}S$, ${}_{max}M$, ${}_{min}M$, ${}_{max}Q$ und ${}_{min}Q$. An diesen Bezeichnungen halte ich zunächst die Stellung der Indices „max und min" vor der eigentlichen Bezeichnung nicht für zweckmäßig. In allen diesen Bezeichnungen sind je ein Oberbegriff und ein Unterbegriff enthalten, so z. B. in ${}_{max}S$ der Oberbegriff S = Stabkraft und der Unterbegriff Größtwert = max, und es erscheint daher wohl als durchaus logisch, zuerst den Oberbegriff und dann den Unterbegriff zu schreiben, somit $S_{max}$, $S_{min}$, $M_{max}$, $M_{min}$ usw., wie es auch in den meisten Werken über Statik seit langem üblich ist. Auch Herr Geh. Reg.-Rat Prof. Müller-Breslau, in dessen Werken hauptsächlich die Schreibweise, ${}_{max}S$, ${}_{min}S$ usw. vorkommt, schreibt doch in der Abhandlung „Zur Berechnung gegliederter Druckstäbe" in Heft 1, 1923, des „Bauingenieur" für das Größtmoment die Bezeichnung mit nachfolgendem, nicht vorausgehendem Index, also $M_{max}$.

Betrifft der obige Vorschlag mehr die äußere Form der fraglichen Bezeichnungen, so erlaube ich mir nun noch einige m. E. wesentliche Vorschläge über die treffendere Kennzeichnung des Inhalts dieser Bezeichnungen zu machen.

Nach den Vorschlägen in Heft 1 des „Bauingingenieur" soll z. B. bedeuten

${}_{max}M$ = größtes positives oder kleinstes negatives Moment,
${}_{min}M$ = größtes negatives oder kleinstes positives Moment.

Es soll also die gleiche Bezeichnung zwei verschiedene Bedeutungen haben. Wenn nun bei der Berechnung einer Trägeranordnung ein größtes negatives und ein kleinstes negatives Moment vorkommen, dann müßte man nach obiger Schreibweise das größte negative Moment mit ${}_{min}M$ und das kleinste negative Moment mit ${}_{max}M$ bezeichnen, wodurch doch sicher mindestens Unklarheiten in die Berechnung getragen würden. Ähnliche Betrachtungen lassen sich auch über den doppelten Inhalt der Bezeichnungen ${}_{max}S$, ${}_{min}S$, ${}_{max}Q$ und ${}_{min}Q$ anstellen. Es erscheint daher nicht angängig, daß

eine Bezeichnung doppelte Bedeutung habe. Man könnte vielleicht zustimmen, daß eindeutig bedeuten soll z. B.

$S_{max}$ = größte positives Stabkraft,
$S_{min}$ = größte negative Stabkraft,
$M_{max}$ = größtes positives Moment,
$M_{min}$ = größtes negatives Moment usw.

Doch auch diese Bezeichnungsweise ist bekanntlich nicht einwandfrei, da der Index „min" hier nicht einen Kleinstwert, sondern einen negativen Größtwert bezeichnet. Man sollte daher m. E. alle Größtwerte — gleichgültig, ob sie positiv oder negativ sind — mit dem Index „max", alle Kleinstwerte dagegen mit „min" versehen. Hat man in einer statischen Berechnung noch positive und negative Größtwerte zu unterscheiden, dann könnte man einfach vor die Bezeichnung die Zeichen + und — setzen, so daß meine Gegenvorschläge kurzgefaßt lauten würden:

$+ S_{max}$ = größte positive Stabkraft,
$- S_{max}$ = größte negative Stabkraft,
$+ S_{min}$ = kleinste positive Stabkraft,
$- S_{min}$ = kleinste negative Stabkraft,
desgl. $+ M_{max}$ = größtes positives Moment,
$- M_{max}$ = größtes negatives Moment,
$+ M_{min}$ = kleinstes positives Moment,
$- M_{min}$ = kleinstes negatives Moment usw.

Im übrigen, glaube ich, kann man mit den neuen Vorschlägen der einheitlichen Bezeichnungen in Heft 1 des „Bauingenieur" durchweg einverstanden sein; sie dürften dem techhischen Unterrichtswesen zum Nutzen gereichen.

---

# EINHEITLICHE BEZEICHNUNGEN FÜR DIE FESTIGKEITSBERECHNUNGEN VON INGENIEURBAUWERKEN, SOWIE FÜR DAS PRÜFUNGSVERFAHREN VON EISEN UND STAHL.

*Vom Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Kommerell im Eisenbahn-Zentralamt, Berlin.*

Die Gruppe I, „Prüfungsverfahren", des Normenausschusses der Deutschen Industrie hat einen Unterausschuß eingesetzt, der sich mit den im „Bauingenieur" 1923, S. 23 veröffentlichten und in einer Sitzung im Reichsverkehrsministerium am 16. Dezember 1922 beschlossenen, sowie mit den weiteren beim Prüfungsverfahren erforderlichen, einheitlichen Bezeichnungen beschäftigen soll. Dieser Unterausschuß hat seine Arbeiten am 24. Februar beendigt, das Ergebnis seiner Beratungen, bei denen auch die Beschlüsse des Ausschusses für Einheiten und Formelgrößen (AEF) berücksichtigt wurden, ist im folgenden zusammengestellt:

a) Mathematische Zeichen (siehe Dinorm 522 Entwurf 1).

= bedeutet „gleich".
≡ = identisch mit.
≠ = nicht gleich.
≈ = nahezu gleich.
≅ = kongruent.
∼ = ähnlich.
< = kleiner als.
> = größer als.
∞ = unendlich.
∥ = parallel.
⋕ = gleich und parallel.
⊥ = rechtwinklig zu.
∢ = Winkel, (z. B. ∢ α).
√ = Wurzelzeichen.
Δ = endliche Zunahme.
d = vollständiges Differential.
∂ = partielles Differential.
Σ = Summe von.
∫ = Integral.
, = Dezimalzeichen (Komma unten!). (Zur Gruppeneinteilung bei größeren Zahlen darf weder Komma noch Punkt verwendet werden.)
\+ = plus, und.
— = minus, weniger.
1. = erstens.
/ = für ein ...
÷ = bis (statt —).
(1) = Numerierung von Formeln. Die Formelnummern sollen stets am rechten Rande des Textes stehen (nach Dinorm 522 Entwurf 1). (Da aber rechts der Formel zwecks Papierersparnis häufig der Text weiter geht, so ist es übersichtlicher, wenn die Formelnumerierung (1) unmittelbar links von der Formel steht.)

vH, % = vom Hundert.
vT, ‰ = vom Tausend.
$\overline{AB}$ = Strecke $AB$.
$\widehat{AB}$ = Bogen $AB$.
2° 3′ 4″ = 2 Grad 3 Minuten 4 Sekunden (in der 360°-Teilung).

b) Zeichen für Zeit-, Maß- und Gewichtseinheiten (siehe Dinorm 521 Entwurf 1).

Std., Min., Sek. } Abkürzungen für { Stunde., Zeitminute., Zeitsekunde.
mm = Millimeter.
cm = Zentimeter.
dm = Dezimeter.
m = Meter.
km = Kilometer.
mm² = Quadratmillimeter.
cm² = Quadratzentimeter.
dm² = Quadratdezimeter.
m² = Quadratmeter.
m³ = Kubikmeter.
kg = Kilogramm.
t = Tonne.
(Die im Entwurf 1 der Dinorm E 528 gemachten Vorschläge des AEF nämlich für das Kilogramm als „Kraft": das Kil und für die Tonne als „Kraft": das Ton erscheinen für die Technik vorläufig nicht notwendig. Die Abkürzungen kg = Kilogramm und t = Tonne sind im bürgerlichen Leben fest eingebürgert und Verwechslungen mit Kilogramm und Tonne als „Masse" kommen in den Festigkeitsberechnungen nicht vor. Diese scharfen Unterscheidungen haben wohl nur in der theoretischen Physik Bedeutung.)
kg/cm² = Kilogramm für das Quadratzentimeter.
t/m² = Tonne für das Quadratmeter.
cmkg = Zentimeterkilogramm.
mt = Metertonnen.

c) Bezeichnungen für Ausdrücke der Mechanik und Statik (siehe Dinorm 520 Vorstandsvorlage, Dinorm 527 Entwurf 1 u. „Bauingenieur" 1923 S. 23).

$V$ = Körperinhalt.
$\gamma$ = Raumeinheitsgewicht. (Wichte.)
$G$ = Gewicht ($G = V \cdot \gamma$).
$g$ = Fallbeschleunigung.

$m$ = Masse $\left(m = \frac{G}{g}\right)$.
$v$ = Geschwindigkeit.
$\mu$ = Reibungszahl.
$t^0$ = Wärmegrade in Celsius (C). Der Vorsitzende des AEF hält $t^0$ nicht für einwandfrei, er wäre dagegen mit $t_0$ einverstanden.
$\alpha_t$ = Wärmeausdehnungszahl.
$\Delta l, \Delta s \ldots$ = Längenzuwachs (Endlänge weniger Anfangslänge).
$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}, \frac{\Delta s}{s}$ = bezogene Längenänderung (Dehnung).
$E$ = Elastizitätsmodul für Zug und Druck.
$\alpha$ = Dehnungszahl $\left(\alpha = \frac{1}{E} = \frac{\varepsilon}{\sigma}\right)$.
$G$ = Schubmodul.
$\gamma$ = Schiebung (im Bogenmaß).
$\beta$ = Schubzahl $\left(\beta = \frac{1}{G} = \frac{\gamma}{\tau}\right)$.
$F$ = Querschnitt.
$F_n$ = ,, mit Nietabzug.
$J$ = Trägheitsmoment ohne Nietabzug.
$J_n$ = ,, ,, mit ,,
$W$ = Widerstandsmoment ohne Nietabzug.
$W_n$ = ,, ,, mit ,,
$J_p$ = polares Trägheitsmoment ($J_p = J_x + J_y$).
$J_{xy}$ = Zentrifugalmoment in bezug auf die Achsen $x$ u. $y$.
$S_x$ = Statisches Moment in bezug auf die Achse $x$.
$i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ = Trägheitshalbmesser.
$s$ = Stablänge.
$s_k$ = Knicklänge.
$\lambda = \frac{s_k}{i}$ = Schlankheitsgrad.
$f$ = Durchbiegung.
$\ddot{u}$ = Überhöhung.
$S$ = +: bedeutet Zugkraft.
$S$ = —: ,, Druckkraft.
$M$ = +: ,, positives Biegungsmoment.
$M$ = —: ,, negatives ,,
$M_g$ = Biegungsmoment aus der ständigen Last.
$M_p$ = Biegungsmoment aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast in gleicher Richtung von $M_g$.
$M_p'$ = Biegungsmoment aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast in entgegengesetzter Richtung von $M_g$ usw.
$M_D$ = Drehmoment.
$Q$ = +: bedeutet positive Querkraft.
$Q$ = —: ,, negative ,,
$G$ = ständige Einzellast.
$A$ = Arbeit, Formänderungsarbeit.
$g$ = gleichmäßig verteilte ständige Last für die Längeneinheit.
$P$ = Verkehrseinzellast.
$p$ = gleichmäßig verteilte Verkehrslast für die Längeneinheit.
$q$ = $g + p$.
$\sigma$ = Zug- oder Druckspannung.
$\sigma$ = +: bedeutet Zugspannung.
$\sigma$ = —: ,, Druckspannung.
$\sigma_{zul}$ = zulässige Normalspannung.
$\sigma_l$ = Lochleibungsdruck.
$\sigma_{l\,zul}$ = zulässiger Lochleibungsdruck.
$\sigma_B$ = Bruchspannung.
$\sigma_P$ = Spannung an der Proportionalitätsgrenze.
$\sigma_F$ = Spannung an der Elastizitätsgrenze.
$\sigma_S$ = Spannung an der Streckgrenze.
$\sigma_Q$ = Spannung an der Quetschgrenze.
$\sigma_K$ = Knickspannung.
$\sigma_{d\,zul}$ = zulässige Spannung bei Druckstäben.
$\sigma_B'$ = Bruchspannung beim Biegeversuch.
$\sigma_b$ = Biegegrenze (Fließgrenze beim Biegeversuch).
$\tau$ = Scherspannung.
$\tau_{zul}$ = zulässige Scherspannung.
$\varphi$ = Stoßzahl.
$n$ (oder $\nu$) = Knicksicherheit, Sicherheitsgrad.
$\omega$ = Knickzahl.

d) Bezeichnungen für Form- und Stabeisen.

⌊ 80 · 80 · 10 = gleichschenkliges Winkeleisen von 80 mm Schenkellänge und 10 mm Dicke.
⌊ 80 · 120 · 12 = ungleichschenkliges Winkeleisen von 80 mm und 120 mm Schenkellänge und 12 mm Dicke.
⌐ 100 · 12 = Quadranteisen von 100 mm Halbmesser und 12 mm Dicke der Rundung.
⌐ 100 · 8 = Quadranteisen von 100 mm Halbmesser und 8 mm Dicke der Rundung.
⊥ 10 · 5 = ⊥-Normalprofil mit 10 cm Fußbreite und 5 cm Höhe.
I 40 = I-Normalprofil von 40 cm Höhe.
I D 40 = Differdinger Breitflanschträger von 40 cm Höhe.
I Dd 40 = dünnstegige Differdinger Breitflanschträger von 40 cm Höhe.
I P 40 = Peiner Breitflanschträger von 40 cm Höhe.
[ 20 = [-Normalprofil von 20 cm Höhe.
⌐L 12 = ⌐L-Normalprofil von 12 cm Höhe.
_⌐‾‾_ 9 = _⌐‾‾_-Normalprofil von 9 cm Höhe.
⊔ $\frac{46 \cdot 14}{7}$ = Hespeneisen mit Abmessungen in mm.
I $\frac{381 \cdot 11{,}4}{146 \cdot 19}$ = unnormales I-Eisen mit Abmessungen in mm.
[ $\frac{381 \cdot [illegible]}{86{,}4 \cdot 16{,}5}$ = unnormales [-Eisen mit Abmessungen in mm.
⊥ $\frac{47 \cdot 45}{5}$ = unnormales ⊥-Eisen mit Abmessungen in mm.
⊄ 80 · 10 = Flacheisen von 80 mm Breite und 10 mm Dicke.
2 ⊄ 80 · 10 = 2 Flacheisen.
Bl. 8 ⩒ = Blech 8 mm dick.
$d$ = Durchmesser des Nietlochs oder des geschlagenen Niets.
∅ = Bezeichnung für das Wort Durchmesser.
$t$ = Dicke eines Bleches.

e) Maßeinheiten.

$F, J, W_n, J_{xy}$ u. $S_x$ (statisches Moment) in cm.
$P$ in t.
$M$ „ mt.
$\sigma$ u. $\tau$ „ kg/cm².
$E, G$ „ „

f) Weitere, besonders beim Prüfungsverfahren vorkommende Bezeichnungen.

$l$ = Stützweite. (Beim Biegeversuch der Abstand zwischen beiden Auflagerpunkten vor Beginn der Belastung).
$b$ = Breite.
$h$ = Höhe.
$d$ = Maßgebender Durchmesser innerhalb der Meßlänge.
$d_e$ = Maßgebender Durchmesser des Versuchsstücks am Ende des Versuches.
$r$ = Halbmesser eines Kreises.
$e$ = Nietteilung.

$f$ = Pfeilhöhe und Durchbiegung. (Die beim Biegeversuch beobachtete jeweilige Ausbiegung der Stabmitte gegenüber ihrer ursprünglichen Lage vor Beginn der Belastung.)

$l_v$ = Versuchslänge. (Die gesamte zylindrische oder prismatische Länge des Probestabs zwischen den Einspannungen oder den verstärkten Stabenden vor Beginn der Belastung.)

$l$ = ursprüngliche Meßlänge. (Der durch Endmarken gekennzeichnete Teil der Versuchslänge, dessen Längenänderung oder Verdrehung gemessen wird.)

$l_e$ = Meßlänge am Ende des Versuchs.

$F$ = Maßgebender Querschnitt.

$F_e$ = Maßgebender Querschnitt am Ende des Versuchs.

$n$ = $\frac{l}{d}$ = Meßlängenverhältnis (wo $d$ der Durchmesser des dem Querschnitt $F$ flächengleichen Kreises ist).

$\delta$ = +: Bruchdehnung } in vH der ursprünglichen Meßlänge $l$.
$\delta$ = −: Endstauchung }

$\left(\delta = \frac{\Delta l}{l} \cdot 100 \text{ vH. für } \begin{cases} \Delta l_1 = l_1 - l \\ \Delta l_2 = l_2 - l \end{cases} \text{(Endablesung weniger Anfangsablesung)}\right)$

$u$ = Verschiebung. (Seitliche Verschiebung eines Flächenelementes infolge eines Drehmoments $M_D$.)

$\gamma$ = Schiebung (Gleitung).

$$\left(\operatorname{tg}\gamma = \frac{u}{l}\right)$$

$\vartheta$ = Verdrehungswinkel. (Der zum Halbmesser 1 cm gehörige Verdrehungsbogen zweier 1 cm voneinander abstehenden Querschnitte.)

$m$ = Längsdehnungsverhältnis $\left(\frac{1}{\mu}\right.$, Poissonsche Zahl).

$$\left(m = \frac{\text{bezogene Längenänderung}}{\text{Querkürzung}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_q} = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta d}{d}} = \frac{1}{\mu}\right)$$

$\mu$ = Querkürzungsverhältnis $\left(\frac{1}{m}\right)$.

$\varepsilon_q$ = Querkürzung (lineare Querzusammenziehung, bezogene Querverkürzung).

$$\left(\varepsilon_q = \frac{d_e - d}{d} = \frac{\Delta d}{d}\right)$$

$\Delta F$ = +: Querschnittsvergrößerung $= F_e - F$ = Unterschied zw. d. Bruchquerschnitt $F_e$ u. d. ursprüngl. Querschnitt $F$.

$\Delta F$ = −: Querschnittsverminderung $= F_e - F$ = Unterschied zw. d. Bruchquerschnitt $F_e$ u. d. ursprüngl. Querschnitt $F$.

$\psi$ = +: Ausbauchung } $\frac{\Delta F}{F} \cdot 100$ vH
$\psi$ = −: Einschnürung }

$\varphi$ = bezogene Biegung $= \frac{f}{l} \cdot 100$ vH.

$B_g$ = Biegegröße $= \frac{h}{2r} \cdot 100$ vH. (Bei der technologischen Biegeprobe die Dehnung der äußersten Faser, berechnet aus dem Krümmungshalbmesser $r$ der mittleren Faser und der ursprünglichen Höhe $h$ des Querschnittes.)

$P$ = Belastung. (Die gesamte Last auf den Probekörper wirkend.)

$P_B$ = Bruchbelastung. (Die höchste vom Prüfkörper getragene Belastung vor seiner Zerstörung.)

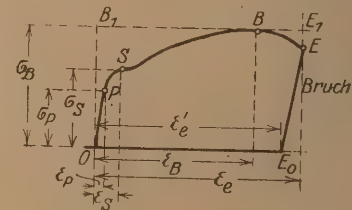
$H$ = Brinellhärte. (Die durch die Kugeldruckprobe ermittelte Spannung gleich dem Quotienten aus Belastung u. Kalottenfläche des Eindrucks.)

$a_K$ = Kerbzähigkeit. (Die durch Kerbschlagversuch bis zum Bruch verbrauchte Arbeit des Schlagwerks, bezogen auf den ursprünglichen Kerbquerschnitt des Stabes.)

$\sigma_N$ = Arbeitsfestigkeit, (Ermüdungsgrenze, Dauerbiegefestigkeit, Schwingungsfestigkeit = größte Anspannung, die bei Wechsel zwischen Zug u. Druck gleicher Größe gerade noch beliebig oft ertragen wird.)

$\sigma_u$ = Ursprungsfestigkeit, (größte Spannung, die im Wechsel mit dem spannungslosen Zustand gerade noch beliebig oft ertragen wird).

$A_e$ = Formänderungsarbeit bis zum Bruch. = Arbeit, die zur Formänderung eines prismatischen Stabes bis zu dessen Zerreißen (Zerdrücken) erforderlich ist. $A_e$ wird dargestellt durch die Fläche $OPSBEE_0O$ der nachstehenden Abb.




Es ist $A_e = \xi\ \sigma_B\ \varepsilon_e$

$M_A$ = Arbeitswert = Rechteck $OB_1E_1E_0O$ = $\sigma_B\ \varepsilon_e$.

$\xi$ = Völligkeitsgrad $\xi = \frac{A_e}{M_A}$

$a$ = $\frac{A_e}{F \cdot l_v}$ = bezogenes Arbeitsvermögen.

Im folgenden sind die Änderungen und Ergänzungen, die der Unterausschuß an der oben erwähnten Veröffentlichung im „Bauingenieur" glaubt vorschlagen zu sollen, zusammengestellt:

1. Statt den Bezeichnungen kgcm und tm bei Biegungsmomenten ist die seither übliche Bezeichnung cmkg und mt gewählt, weil sich die neuen Bezeichnungen besser von t/m, kg/cm² und t/m² abheben.

2. Es ist zugesetzt: / = für ein ... } (vergleiche
÷ = bis (statt —) } Dinorm 522.)

3. Bei Raumeinheitsgewicht ist in Klammer die neuerdings vorgeschlagene Bezeichnung (Wichte) hinzugefügt. (Siehe E 527 Entwurf 1).

4. Statt $t$ = Wärmegrade in Celsius soll, um Verwechselungen zu vermeiden, in der Technik $t^0$ geschrieben werden.

5. Statt $\varepsilon$ = Wärmeausdehnungszahl ist $\alpha_t$ gewählt worden. $\varepsilon$ soll für die Dehnung beibehalten werden. Der Ausschuß für Einheiten und Formelgrößen (AEF) (s. Dinorm 520) hat die thermische Längsdehnungszahl (den linearen Ausdehnungskoeffizienten) mit $\alpha$ bezeichnet. Da aber $\alpha$ für die Dehnungszahl $= \frac{1}{E}$ frei bleiben muß, so dürfte es ein glücklicher Ausweg sein, die Wärmeausdehnungszahl mit $\alpha_t$ zu bezeichnen.

6. Der Längenzuwachs soll mit Rücksicht auf die Bedürfnisse in der Statik nicht mehr, wie vielfach üblich, mit $\lambda$, sondern mit $\Delta l$, $\Delta s$ bezeichnet werden. $\lambda$ soll für den Schlankheitsgrad verwendet werden.

7. Längen- und Querschnittsänderungen sollen grundsätzlich, um stets das richtige Vorzeichen zu bekommen, aus Endablesung weniger Anfangsablesung bestimmt werden. Statt spezifische Längenänderung soll bezogene Längenänderung (Dehnung) geschrieben werden.

8. Statt Elastizitätszahl soll entsprechend Dinorm 520 Elastizitätsmodul und statt Schub-Elastizitätszahl Schubmodul beibehalten werden, da es sich nicht um eine reine Zahl handelt.

9. Hinter Schubmodul ist $\gamma$ = Schiebung (Bogenmaß) und $\beta = \frac{1}{G} = \frac{\gamma}{\tau}$ = Schubzahl eingefügt.

10. Nach dem Widerstandsmoment soll $J_p$ = polares Trägheitsmoment ($J_p = J_x + J_y$) folgen.

11. Das Zentrifugalmoment soll nicht, wie in Dinorm 520 vorgesehen, mit $C$, sondern mit $J_{xy}$ bezeichnet werden, um damit zum Ausdruck zu bringen, auf welche Achsen sich das Zentrifugalmoment bezieht. (Bei räumlichen Gebilden kommt manchmal auch die $z$-Achse in Frage.)

12. Auch das statische Moment soll zwecks Bezeichnung der Achse, auf die sich das Moment bezieht, mit $S_x$ bezeichnet werden.

13. Nach dem Trägheitshalbmesser $i$ sind noch die bei Knickstäben vorkommenden Bezeichnungen Stablänge $s$, Knicklänge $s_k$ und $\lambda = \frac{s_k}{i}$ = Schlankheitsgrad eingefügt worden.

14. Nach $M_p'$ ist noch $M_D$ = Drehmoment zugesetzt.

15. Desgleichen unter $G$ = ständige Einzellast $A$ = Arbeit, Formänderungsarbeit.

16. Nach $\sigma_{dzul}$ = zulässige Spannung bei Druckstäben sind $\sigma'_B$ = Druckspannung beim Biegeversuch und $\sigma_b$ = Biegegrenze (Fließgrenze beim Biegeversuch) eingefügt.

17. Der Bezeichnung $n$ für die Knicksicherheit, Sicherheitsgrad wird gegenüber dem $\nu$ der Vorzug gegeben (siehe „Bautechnik" 1923, S. 39).

18. Gleichschenklige Winkeleisen von 80 mm Schenkellänge und 10 mm Stärke werden den neueren Wünschen des Deutschen Eisenbauverbandes und dem seitherigen Gebrauch entsprechend mit L 80·80·10 bezeichnet.

19. Unter den Differdinger Breitflanschträgern soll noch die Bezeichnung I Dd 40 der dünnstegigen Differdinger Breitflanschträger eingefügt werden.

20. Flacheisen soll, wie seither schon vielfach üblich, mit ⊕ bezeichnet werden.

21. Bei der Dicke eines Bleches soll nicht mehr von der Stärke gesprochen werden, einmal weil der Gegensatz von dünn dick ist und weil „stark" sprachlich unrichtig ist.

22. Das st hinter Bl. 8 müßte gestrichen werden (falls für das seitherige st zwecks Unterscheidung gegenüber der Benummerung der Bleche ein Zeichen notwendig ist, schlage ich persönlich das Zeichen $\bigvee\!\!\bigwedge$ vor).

23. Bei den Maßeinheiten wurde noch der Elastizitätsmodul $E$ und der Schubmodul $G$ hinzugefügt.

24. Unter $f$ sind noch weitere, besonders beim Prüfungsverfahren vorkommende Bezeichnungen, wie sie vom Unterausschuß beschlossen worden sind, aufgeführt. Die weniger häufig vorkommenden Bezeichnungen für Anfangsbelastung, wahre Spannung, obere und untere Streckgrenze und Anspannung sind fortgelassen worden.

Die im „Bauingenieur" 1923, S. 23 veröffentlichten Vorschläge sind von Vertretern der Bauingenieur-Abteilungen der technischen Hochschulen, des deutschen Eisenbauverbandes, des Normenausschusses der deutschen Industrie, des Ausschusses für Einheiten und Formelgrößen und der Deutschen Reichsbahn beschlossen worden. Ende März oder anfangs April soll dem Vernehmen nach in einer neuen Sitzung im Reichsverkehrsministerium über die zur Kritik gestellten neuen Bezeichnungen endgiltig Beschluß gefaßt werden. Es wäre erwünscht, wenn etwaige Abänderungsvorschläge zu den vorstehenden, vom Unterausschuß beschlossenen Bezeichnungen möglichst bald mir zugeleitet würden, so daß sie in der bevorstehenden Sitzung im Reichsverkehrsministerium zur Erörterung gestellt werden könnten.

Es steht zu hoffen, daß auch der Ausschuß für Einheiten und Formelgrößen (A E F) sich den geringfügigen Änderungen anschließen wird, so daß eine Übereinstimmung von Wissenschaft, Industrie und Verwaltungen erzielt wird. Damit würde wahrscheinlich endlich das erstrebenswerte Ziel erreicht werden, daß auf dem Gebiet der Festigkeitsberechnungen von Ingenieurbauwerken im ganzen Deutschen Reich einheitliche Bezeichnungen angewendet werden, die auch in der Zukunft in die Literatur, insbesondere in die technischen Zeitschriften und in die technischen Taschenbücher usw. übergehen werden. Der Wert einer solchen Vereinheitlichung und die Erleichterung und Zeitersparnis, die sich hierbei ergeben, können nicht hoch genug bewertet werden.

Es ist übrigens bemerkenswert, daß nach einem Schreiben des American Engineering Standards Committee 29 West 39 th Street, New York (entspricht unserem Normenausschuß) das Bedürfnis für eine Vereinheitlichung der Formelzeichen und für Abkürzungen in hohem Grade auch in Amerika besteht. (Am 13. Februar d. J. hat wahrscheinlich eine Sitzung in dieser Angelegenheit stattgefunden.) Als weiterer Schritt wäre zu begrüßen, wenn es gelänge, einheitliche Bezeichnungen auch international zu vereinbaren. Vorläufig müssen wir uns aber leider darauf beschränken, im eigenen Haus Ordnung zu schaffen. Dies schließt natürlich nicht aus, daß schon vorher Fäden geknüpft werden; zu diesem Zweck werden die Vorschläge des Unterausschusses auch dem Amerikanischen und Schweizer Normenausschuß als Material zugehen.

---

## ERWIDERUNG AUF DIE ZUSCHRIFT (HEFT 24, 1922) ZU DEM AUFSATZ „BERECHNUNG EINES FACHWERKTRÄGERS MIT BIEGUNGSFESTEM OBERGURT" (HEFT 21, 1922).

Zu der Zuschrift auf obigen Aufsatz möchte ich bemerken, daß mir die Methode der Überhöhung eines Fachwerkträgers sehr wohl bekannt ist, allerdings in einem andern, als von Herrn Dipl.-Ing. Groß angedeuteten Sinne. Überhöhungen pflegt man ganz allgemein bei größeren Fachwerkträgern (nicht aber speziell bei Kranbahnträgern) anzuordnen, derart, daß durch das Eigengewicht die Überhöhung ausgeglichen wird und der Träger unbelastet sich horizontal einstellt oder auch dann, wenn bei beschränkter Bauhöhe die Systemhöhe im Verhältnis zur Stützweite nur gering gewählt werden kann, um einem zu starken Durchhängen entgegenzuwirken, ohne jedoch den Träger beim Zusammenbau wesentlich und absichtlich in Spannung zu bringen, d. h. es kommen schönheitliche oder jedenfalls ganz andere statische Gesichtspunkte in Frage. Daß man bei Kranbahnträgern die Überhöhung in dem Sinne des Herrn Dipl.-Ing. Groß anordnet, um den durch die Durchbiegung hervorgerufenen positiven Knotenpunktmomenten durch negative entgegenzuwirken und gleichsam der von mir verworfenen Faust-Formel $\frac{P \cdot \lambda}{6}$ Gültigkeit zu verleihen, ist mir nicht bekannt. Das würde voraussetzen, daß beim Zusammenbau bzw. bei der Montage in dem unbelasteten Träger sehr große Spannkräfte (in vorliegendem Fall bis zu 100 t) auftreten müßten, wenn die weitere Rechnung (Heft 24) Gültigkeit haben soll.

Dipl.-Ing. Ernst Kohl, Wetter-Ruhr.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

## Baustoffkunde.

**264.** Humushaltige Sande als Mörtelstoff. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 4, S. 30—32. Auszugsweise Wiedergabe umfangreicher Versuchsergebnisse von Prof. Suenson nach Ingeniören vom 30. XII. 22 über Bildung, Eigenschaft und chemische Zusammensetzung von humushaltigem Sand und die Möglichkeit, Humussäure zu erkennen und Humussäure enthaltende Sande und Kiese zu verbessern.

**265.** Das günstigste Mischungsverhältnis von Traß zu Kalk. Von Dr. Cantzler und Dr. Splittgerber. Zement 1923, Nr. 8 u. 9, S. 57—58 u. 63—64. Mitteilungen aus dem städt. Untersuchungsamt Mannheim über ausführliche Untersuchungen. Vergleich mit den Arbeiten von Burchartz. Literaturangaben.

**266.** Begriffsbestimmungen und Normen für Kalk und Kalkhydrat in den Vereinigten Staaten. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 15 u. 17, S. 110 u. 128. Erlaß des Normenamtes. Einteilung von Calcit, Dolomit und Aragonit, in Marmor, Kreide und Mergel. Definition von Ätzkalk, Kalkhydrat und Normen für Bauzwecke.

**267.** Über Kalksilikatsteine. Il Cemento — Le Industrie 1922, S. 77. Untersuchungen des Institutes für angewandte Chemie an der Universität zu Pisa. Die Steine genügen sehr gut allen Anforderungen, ein Grund, der sie in kurzer Zeit beliebt machte.

**268.** Die Anwendung von Bruchziegeln zur Herstellung von Steinen für die Auskleidung der Kalköfen. Il Cemento — Le Industrie 1922, S. 82. Die bei den Kalköfen geforderten Eigenschaften, die Zusammensetzung und Herstellung der Auskleidung.

**269.** Neue Apparate zur Untersuchung von Betonproben und Ähnlichem. Il Cemento — Le Industrie 1922, S. 83, 5 Abb. Kurze Angaben über das Vicat- und Richter-Penetrometer, Martens-Richter-Presse und ihre Bedienung.

## Baumaschinen.

— — — —

## Statik und Festigkeitslehre.

**270.** Ein neues Verfahren zur Berechnung der statisch unbestimmten Tragwerke. Von Prof. Kriwoschein, Prag. Bautechnik 1923, Nr. 6—9, 5 Seiten. Als statisch unbestimmte Größen werden statisch unbestimmte Differenzen zwischen dem wirklichen und einem Näherungswerte angenommen. Zahlenbeispiele.

**271.** Zur Frage der Knickformel für den unelastischen Bereich. Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Berlin. Zentralblatt 1923, Nr. 17 18, S. 97—98. Vorschlag, drei Schlankheitsgrade einzuführen unter Beachtung von Euler, Tetmajer und Kármán.

**272.** Berechnung der größten Biegungsmomente bei einfachen Balkenträgern mit Belastung durch eine bewegte Lastgruppe. Von Oberregbrt. Dr.-Ing. Kommerell, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 8, S. 57—59. Rechnerisches Verfahren zur Bestimmung der ungünstigsten Laststellung bei verschiedenen Stützweiten und dem gleichen Lastenzug. Zahlenbeispiel.

## Brückenbau.

### a) Allgemeines.

**273.** Die künstlerische Gestaltung der Brücken. Von Geh. Oberbaurat Prof. Müssigbrodt, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 8 u. 9, S. 59—61 u. 65—67, 13 Abb. Marksteine der geschichtlichen Entwicklung von der Pons Celius bis zur Kölner Hängebrücke und Eisenbetonbogenbrücken in aufgelöster Bauweise. Vgl. **272.**

### b) Hölzerne Brücken.

— — — —

### c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

### d) Eisenbetonbrücken.

**274.** Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton. Von Fr. C. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 4, S. 27—30, 9 Abb. (Forts. aus Nr. 1 u. 2.) 4. Eisenbahnviadukt in den Stahlwerken von Saint Chermond mit Pendelstützen. Durchlaufender Träger von 2,2 m Höhe bei Stützweiten von 12,5 m bis 28,5 m. Lokomotive von 50 t und Spezialwagen von 200 t Gewicht. 5. Straßenbrücke bei Randau mit strebenlosen Fachwerkträgern. (Genie Civil 1922, Nr. 19 20.)

### e) Eiserne Brücken.

**275.** Die Anwendung des Eisenbetons zur Konstruktion der Fahrbahn bei eisernen Brücken. Il Cemento 1922, S. 97, 7 Abb. Die Fahrbahn wird als eine vollkommen selbständige Eisenbetonkonstruktion auf die Träger aufgelegt und auch in der statischen Berechnung als solche behandelt wie eine Platte. Berechnungsbeispiele für Straßen- und Eisenbahnbrücken.

**276.** Die Erbauung einer einarmigen Klappbrücke über den Trollhättakanal. Bautechnik 1923, Nr. 8, S. 63. Kurzer Bericht über einen Vortrag des Obering. Dr. Feige, Stettin, über eine 1914—1916 von der Eisenbauanstalt Gollnow & Sohn hergestellte flußeiserne Wippbrücke mit einer Brückenklappe von 42 m Stützweite. Brückengewicht 380 t. Betongegengewicht 340 t. Antrieb elektrisch. Öffnungs- und Schließzeit je 1½ Minute.

**277.** Die Sydneybrücke. Von Dr.-Ing. Georg Müller. Tiefbau 1923, Nr. 2—7, 6 Seiten, 8 Abb. Allgemeine Lage, bisherige Entwürfe, jetziger neuer Wettbewerb (Termin 1. Oktober 1923). Spannweite der Hauptöffnung etwa 500 m. Auszug aus den Wettbewerbsbedingungen. Scharfe, absprechende Kritik an dem vorgeschriebenen Grundgedanken. Vgl. **272.**

## Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

**278.** Der Wiederaufbau des Ammoniakwerkes Oppau. Zentralblatt 1923, Nr. 9/10, S. 57, u. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 9, S. 61. Auszug aus dem Vortrag des Obering. Dipl.-Ing. Goebel. Vergleich über Verhalten von Eisenbeton und Eisen.

**279.** Kalkturmanlage in Aschaffenburg. Von Dr. Traub, Frankfurt a. M. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 4, S. 25—28, 9 Abb. Eisenbetonturm aus vier Zylindern von je 2,87 m ∅ und 31 m Höhe, nach amerikanischen Vorbildern erbaut 1921 durch die Lurgi-Gesellschaft für Chemie und Hüttenwesen in Frankfurt a. M. von der Firma Wayss & Freytag mit Formsteinen System Lupescu. Beschreibung und Arbeitsweise der Anlage.

## Gründungsarbeiten usw.

— — — —

## Wasserbau.

### a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

— — — —

### b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

**280.** Die Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse der preußischen Elbe in Vergangenheit und Zukunft. Von Reg.-Baurat Momber, Goslar. Deutsche Waserwirtschaft 1923, Nr. 1 u. 2, S. 2—5 u. 25—29. Geschichtliche Entwicklung der Sturzregulierungen. Elbschiffahrtsakte 1821. Additionalakte 1844. Heutiger Stand des Ausbaues.

**281.** Verfahren zum Anhalten von talwärts fahrenden Schiffen. Zentralblatt 1923, Nr. 15/16, S. 95, 1 Abb. DRP. 365 509 von Rgbmstr. Bauer, Regensburg. Anwendung einer Bremsplatte, wo wie in Werkkanälen mit künstlich gedichteter Sohle die Verwendung von Ankern unzulässig ist.

**282.** Frei fahrender Saugbagger mit Bodenzerkleinerungsvorrichtung vor dem Saugkopf. Zentralblatt 1923, Nr. 15/16, S. 94, 4 Abb. Beschreibung einer neu patentierten Vorrichtung (DRP. 351 324) mit drehbaren Pflugscharen vor dem Saugkopf.

### c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

**283.** Hubvorrichtung mit durchgehender Welle für Schleusentore, Schützentore u. dgl. Zentralblatt 1923, Nr. 15/16, S. 94, 1 Abb. Beschreibung einer dem Fried. Krupp-Grusonwerk neu patentierten Anlage. DRP. 343 222.

**284.** Die mittlere Isar. Bautechnik 1923, Nr. 9. S. 72. Auszug aus der Voss. Ztg. über allgemeine Grundlagen und jetzigen Bauzustand.

**285.** Stand der Arbeiten zur Abschließung und Trockenlegung der Zuidersee. Zentralblatt 1923, Nr. 17/18, S. 99—100, 2 Abb. Auszug aus einem Vortrag des Niederländers Lely. Vorgeschichte, Gesetz von 1918, Bauausführung ab 1920.

286. Die Wilsonsperrmauer. Zement 1923, Nr. 8, S. 59—60. Bericht nach Concrete über die z. Z. im Bau befindliche Staumauer im Tale des Tennesseeflusses. Mauerwerk 965 000 cbm, Sohlenbreite 30 m. Gesamtlänge 1350 m. Tägliche Leistung 1850 cbm Beton. Bauzeit drei Jahre. Voraussichtliche Kosten 22½ Mill. Dollar.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

287. Neues Verfahren zur genauen Massenermittlung bei Erdarbeiten. Von Dipl.-Ing. Treiber, Eßlingen. Zentralblatt 1923, Nr. 17/18, S. 102—104, 5 Abb. Entwicklung des Massenprofils unmittelbar aus dem Längenprofil, ohne erst, wie beim Goering'schen Verfahren, das Flächenprofil auftragen zu müssen.

288. Die Beseitigung des Batignolles-Tunnels in Paris. Bautechnik 1923, Nr. 9, S. 69—70, 6 Abb. Ersatz der seit 1837 bzw. 1865 herrührenden drei Tunnelbauten von je 321 m Länge vor dem Bahnhof St. Lazare durch einen offenen Einschnitt.

### Straßenbau.

— — — —

### Eisenbahnbau und -betrieb.

289. Richtlinien für die Herstellung und Lieferung von Hochofenschlacke zur Verwendung als Gleisbettungsstoff. Besprochen von Prof. Burchartz, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 9, S. 65. Auszugsweise Wiedergabe der Lieferungsbedingungen.

290. Schienenbefestigung auf Mauerwerk. Von Eisenbahn-Obering. Helmke, Oldenburg. Organ f. d. Fortschritte d. E. W. 1922, Nr. 24, S. 333, 1 Abb. Verwendung von Stücken alter eiserner Schwellen.

291. Schmieren der Spurkränze zur Schonung und Erhaltung von Rad und Schiene. Von Rgbrt. Maile, Stuttgart. Organ f. d. Fortschritte d. E. W. 1922, Nr. 24, S. 332, 1 Abb. Selbstätige neue Ölvorrichtung der Bosch-Werke in Stuttgart.

292. Neue Weiche mit Brückendrehstuhl. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 44, S. 865. In mehreren Fällen erprobte und bestens bewährte Weiche (auch doppelte Kreuzungsweiche) des Bochumer Vereins für Bergbau und Gußstahlfabrikation.

293. Die Bedienung der Bekohlanlagen durch großräumige Güterwagen. Von Oberregbrt. Borghaus, Essen. Organ f. d. Fortschritte d. E. W. 1922, Nr. 21/23, S. 313, 3 Abb. Beschreibung der für die Bekohlanlage Langendreer im Bezirk Essen vorgesehenen Anlage.

294. Rauchfangtrichter für Lokomotivschuppen. Zentralblatt 1923, Nr. 15/16, S. 95, 2 Abb. Beschreibung des DRP. 317 792 Heinrich Gredeke, Hannover.

295. Der Einfluß der Zugstärke auf Leistungsfähigkeit und Arbeitsaufwand der Verschiebebahnhöfe. Von Rgbmstr. Dr.-Ing. Baumann. Organ f. d. Fortschritte d. E. W. 1922, Nr. 17, 18 u. 19, S. 249 bis 255, 270—275 u. 281—287, 28 Abb. Auszug aus der Dr.-Ing.-Arbeit des Verfassers. Ermittlung von Zugzeitlinien.

296. Verschiebebahnhofanlage. Bautechnik 1923, Nr. 9, S. 72, 1 Abb. Anlage, wo das Anschlußgleis der Abstellgleise und die Stationsgleise Gefälle gegen das Ausziehoder Zerlegungsgleis der letzteren erhalten.

297. Die wirtschaftliche Bedeutung der Umladekosten für Stückgut. Von Ministerialamtmann Reffler, München. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 3, S. 41—44. Darstellung der Vor- und Nachkriegsverhältnisse.

298. Verkehrssperren. Von Th. Rinaldini, Wien. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 44, S. 853 bis 856. Bestimmungen über Beförderungspflicht, Reihenfolge, Betriebsstörungen, Hilfswege als frachtrechtliche Grundlage für die Verfügung von Verkehrssperren.

299. Vergleichende Eisenbahnstatistik. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 3, S. 46—48. Angaben nach einem Vortrag von Sir W. Acworth, der das deutsche Eisenbahnwesen als vorbildlich hinstellt.

300. Von russischen Bahnen und russischem Verkehr. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1922, Nr. 46, S. 894—896. Ausführlicher Bericht über den zweifelsohne sehr schlechten Zustand aller Bahnen, Fahrzeuge, der Heizstoffversorgung usw.

301. Die russische E-Heißdampfgüterlokomotive und ihre Erprobung. Von Dr.-Ing. Meinecke. Organ f. d. Fortschritte d. E. W. 1922, Nr. 24, S. 329—332. Beschreibung und Durchführung der Abnahmeprüfung.

302. Waterloo, Englands größter Kopfbahnhof. Organ f. d. Fortschritte d. E. W. 1922, Nr. 19, S. 290, 1 Abb. Kurze Beschreibung des am 21. März 1922 eingeweihten Bahnhofs nach englischen Berichten und Kritik.

303. Der Stand der Arbeiten für die Elektrisierung der österreichischen Bundesbahnen zu Beginn des Jahres 1922. Von Direktor Ditjes. Elektr. Kraftbetriebe u. Bahnen 1922, Nr. 20—24, 19 Seiten, 27 Abb. Ausführliche Beschreibung des Spullerseewerkes, des Ritomstollens, des Rukwerkes und des Stubachwerkes, der Übertragungs und Fahrleitungen.

304. Die Bremsung der Güterzüge. Annahme der Westinghousebremse durch die französische oberste Aufsichtsbehörde der Eisenbahnen. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 4, S. 86 bis 87. Bericht über die in Frankreich zur Bremsung der Güterzüge mit den Systemen Clayton-Hardy, Lipkowski und Westinghouse angestellten Versuche, die zur Annahme des letzteren geführt haben.

305. Neue Art der Zugsicherung in den Tunneln von Batignolles und von Meudon. Von J. Netter. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 5, S. 108—110, 3 Abb. Beschreibung der elektrischen, selbsttätigen Sicherheitseinrichtungen der beiden Tunnelstrecken.

306. Der Betrieb der Klein- und Lokalbahnen mit Triebwagen mit Explosionsmotoren. Von Pierre Jacquinot. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 4, S. 73—79, 16 Abb. Eingehender Bericht einer Studienkommission über die Erfahrungen beim Betrieb von Kleinbahnlinien mit geringem Verkehr durch Triebwagen mit Explosionsmotoren. Beschreibung verschiedener Triebwagenarten für verschiedene Spurweiten.

307. Der neue Bahnhof Pont Gardinet in Paris. Révue Générale des Chemins de Fer 1923 I, Nr. 1, S. 39—42, 2 Abb. Beschreibung des neuen dem Vorortverkehr von Paris nach Versailles. St. Germain und Argenteuil dienenden Zwischenbahnhofes.

308. Die Eisenbahnen Brasiliens. Von Lionel Wiener. Révue Générale des Chemins de Fer 1923 I, Nr. 1, S. 3—37, 17 Abb. Eingehender Bericht über die Verwaltung und die Betriebseinrichtungen der brasilianischen Eisenbahnen.

309. „Passimeter", selbsttätige Sperre der New York Municipal Railways, ausgerüstet mit Drehkreuz, Zahlkasten und Zählwerk. Gedränge an der Sperre wird verhindert, die Zahl der Fahrgäste automatisch festgestellt. Personal vollständig erspart. Electric Railway Journal, 20. 1. 1923, 4 Spalten, 2 Abb.

310. Selbsttätige Wechsel- und Zahlkasse, auch in Verbindung mit Fahrkartendrucker. Stark in Aufnahme begriffen auf elektrischen Bahnen in acht amerikanischen Großstädten. Zwei Ausführungen in Wort und Bild in Electric Railway Journal, 11. 11. 22, S. 773 u. 20. 1. 23, S. 127 u. 133.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

311. Torsionsberechnung. Von Dr.-Ing. Rausch, Berlin. D. Bztg., Mitt. über Zement usw. 1923, Nr. 1 u. 2, S. 3—7, S. 11—15, 18 Abb. Fortsetzung von 1922, Nr. 19 u. 20. Statistische Erörterungen, Bemessung der erforderlichen Querschnitte und Beispiele: Randbalken eines Turbinenfundaments, Eisenbeton-Untergestell eines Kühlturms.

312. Spritzbeton. Zement 1923, Nr. 1 u. 2, 3 Seiten, 9 Abb. Beispiele: Talsperre, Wasserhochbehälter, Schwimmdock, Wiederherstellungsarbeiten, wie Eisenbetonbrücken, Fabrikschornstein.

313. Die Zementindustrie im fernen Osten. Zement 1923, Nr. 8, S. 61. Angaben über Zementfabrikation in China.

314. Biegeversuche an bewehrten Schleuderbetonpfählen. Il Cemento 1922, S. 104 f., 6 Abb. Versuche in Riva (Gardasee) an einem 11,50 m hohen Pfahl von 40 cm ∅. Graphische Darstellung der Resultate, Beobachtungen über Biegung usw.

315. Eisenbetonarbeiten beim Ausbau der Provinzstraße Vignola—Marano—St. Antonio (Modena). Il Cemento 1922, S. 102, 3 Abb. Beschreibung der schadhaften Stellen (Erdrutsch) und der Stützmauern aus Eisenbeton. Vgl. Nr. **264, 265, 269, 278** u. **279**.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

Vgl. Nr. 278.

### Holzbau.

— — — —

### Städtebau und Städtischer Tiefbau.

316. Die staatliche Landeswasserversorgung in Württemberg. Von Baurat Hannemann. Die Wasserkraft 1923, Nr. 2, 3 u. 4, S. 11—14, 26—29 u. 41—44, 14 Abb. Wassergewinnung, Pumpwerke, Wasserbehälter, Versorgungsgebiet, Verlegung der Mannesmannröhren.

317. Tierkörperverwertung. Von Ing. Hönnicke, Cassel. Gesundh.-Ing. 1922, Nr. 46 u. 48, S. 569—575, u. 593 bis 598, 66 Abb. Gewinnung und Verwertung von Tiermehl, Leim- oder Tiergallerte, Geruchverbreitung, Dünger und Abwässer.

318. Verlegen von Zementröhren. Baumarkt 1923, Nr. 8, S. 75. Bedeutung der Verlegung auf tragfähigen Baugrund und einer trockenen Baugrube.

319. Einheitliche Grundlagen für die Berechnung von Regenwasserkanälen. Von Dipl.-Ing. Thormann, Berlin. Zentralblatt 1923, Nr. 17/18, S. 100 bis 102, 1 Abb. Theoretische Ableitung von Reihen wirtschaftlich gleichwertiger Regen für Orte, für die keine Beobachtungen vorhanden sind.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

320. Die Eröffnung der städt. Nordsüd-Untergrundbahn zu Berlin. Von Fa. E. Deutsche Bztg. 1923, Nr. 15, 17 u. 18, S. 69—72 u. 84—85, 7 Abb. Bedeutung, Vorgeschichte, Linienführung, Längsprofil, Ausgestaltung, Betriebseinrichtungen, Baukosten.

Vgl. Nr. 288, 290 u. 291.

### Siedlungswesen. Sparsame Bauweisen.

— — — —

### Bauunfälle.

321. Einsturz eines Fabrikgebäudes in Hersfeld. Zement 1923, Nr. 8 S. 59. Einsturz des Erweiterungsbaus der Maschinenfabrik Schilde beim Ausschalen der Eisenbetonerdgeschoßdecke. Als Ursache wird die Beanspruchung einer Mittelstütze durch Anbringen einer Aufzugsvorrichtung für Dachbinder drei Wochen nach dem Betonieren, also noch vor dem Ausschalen, angesehen.

### Amtliche Mitteilungen. Ministerielle Erlasse.

322. Amtliche Preisermittlungen (Stand vom 15. Februar). Zentralblatt 1923, Nr. 17/18, S. 106/07. Die wichtigsten Baustoffe und Lohnsätze in den verschiedenen Regierungsbezirken.

323. Der Entwurf zum Reichshaushalt 1923. Zentralblatt 1923, Nr. 15/16, S. 87—92. Haushalt des Reichsverkehrsministeriums, Verwaltung der Reichsbahn. Genehmigte Bauten und Neuforderungen der einzelnen Reichsbahndirektionen.

### Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

324. Zeugnisausstellung. Von Syndikus Dr. Brunner, Dresden. Tiefbau 1923, Nr. 16, S. 62. Ausführungen zu § 630 BGB. und zu § 113 der GO. Gesonderte schriftliche Auskunft ist keine Ergänzung zum erteilten Zeugnis.

325. Hausrecht und Gewerkschaftsbeamte. Von Dr. Brunner. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 16, S. 118. Recht des Arbeitgebers, Angestellten von Gewerkschaften das Betreten des Betriebes zu verbieten. Ausnahme §§ 47 und 31 des BRG.

326. Streik und Arbeitslohn. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 16, S. 122. Entscheidung vom 11. Oktober 1922, daß Arbeitswillige von Streikenden, durch die sie am Betreten der Arbeitsstätte gehindert werden, Ersatz des entgangenen Arbeitslohns nach §§ 826, 616 BGB. fordern können.

327. Gewerbesteuer und Rückstellungen. Von Justizrat Dr. Fuld, Mainz. Zement 1923, Nr. 8, S. 60. Grundsätzliches zur Veranlagung.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

328. Friedrich Engeßer zum 75. Geburtstage. Von Dr.-Ing. Dörr, Karlsruhe. Bautechnik 1923, Nr. 8, S. 57. Ernennung zum Ehrendoktor der Techn. Hochschule Karlsruhe.

---

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Talsperren als reiner Hochwasserschutz.

In den Heften 2 bis 4, Jahrgang XIV, der Schweizerischen Wasserwirtschaft, dem monatlich erscheinenden offiziellen Organ des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes ist ein beachtenswerter Aufsatz über „Talsperren als reiner Hochwasserschutz im Tale des Miami-Rivers und seiner Hauptzuflüsse (Nordamerika)" von Dipl.-Ing. Max Wegenstein, engineer with „The Miami Conservancy District", Dayton (Ohio) wiedergegeben.

Veranlassung überhaupt zu einer derartig großzügigen, genannten Hochwasserverbauung gab die Ende März 1913 eingetretene Hochwasserkatastrophe, die die üblichen, infolge starker Niederschläge, besonders im südlichen Teile der beiden Staaten Ohio und Indiana, jedes Frühjahr eintretenden Überschwemmungen in ihrer Wirkung bei weitem übertraf; es traten hierbei Abflußmengen auf, die die Aufnahmefähigkeit des Flußbettes im Durchschnitt um das Zehnfache überschritten.

Bei der Lösung eines wirksamen Hochwasserschutzes mußte einmal auf das Vorhandensein von Ansiedelungen in den Talstrecken, deren Ausbreitungsmöglichkeit, auf Hauptstraßen und Eisenbahnlinien, zum anderen auf den hohen Kulturwert des in die Verbauung einzubeziehenden Gebietes, sowie die sehr geringe Aufnahmefähigkeit des vorhandenen Flußbettes Rücksicht genommen werden. Die Durchflußkapazität betrug im Oberlauf des Miami-Rivers bei einem durchschnittlichen Sohlengefälle von 0,67 vT etwa 280 cbm/sec, im Unterlauf bis zu 1400 cbm/sec. Für die endgültige Dimensionierung der Verbauungsanlagen wurde die Niederschlagsmenge von 3 Tagen berücksichtigt.

Bemerkenswert ist ferner, daß bei diesen Voruntersuchungen die Niederschlags- und Abflußmengenverhältnisse europäischer Flüsse als Anhalt herangezogen wurden, da für sie — wenn auch bei ganz verschiedenem Klima — doch eine bis ins 11. Jahrhundert zurückgehende, entsprechende Statistik vorhanden ist, wohingegen solche Aufzeichnungen im Gebiete der Vereinigten Staaten erst seit Anfang der 90 er Jahre bestehen. Auf Grund eingehender Vergleichstudien und Wahrscheinlichkeitsrechnungen wurde als Sicherheit den Berechnungen der einzelnen Bauwerke die Abflußmenge zu Grunde gelegt, welche diejenige zur Zeit des Hochwassers 1913 um 40 vH übersteigt; hierbei sei erwähnt, daß sämtliche Entlastungsanlagen (Überfälle) so angeordnet und bemessen wurden, daß die Sammelbecken bei jener Abflußmenge gerade bis zur Krone des Überfalles gefüllt wurden, also die Entlastungsüberfälle nur als Sicherheitsfaktor anzusprechen sind.

Die gesamte Anlage zergliedert sich in 2 Hauptbestandteile; den einen bilden die eigentlichen Talsperren, den anderen die Durchlässe.

Gegensätzlich zu der bei uns üblichen Auffassung von dem Zwecke von Talsperren-Wasserkraftausnutzung und Trinkwasserversorgung — dienen jene Talsperren lediglich dem Hochwasserschutz. Schon in ihrer Benennung retarding basins, „Verzögerungsbecken", macht der Amerikaner einen Unterschied zwischen solchen Sammelbecken, die der Ansammlung von Wasser zu dauernder geregelter Ausnutzung einerseits, und der Ansammlung zwecks Regelung der Abflußmengen, zur Verhinderung von Überschwemmungen, anderseits dienen.

Es ist daher leicht einzusehen, daß letztere Sammelbecken nur vorübergehend, und zwar die wenigste Zeit im Jahre, gefüllt sind, daß ferner die Durchlässe, die mit dem ursprünglichen Flußbett in gleicher Höhe liegen, ohne regulierbare Absperrvorrichtungen angeordnet wurden. Bei normalem Wasserstande findet also der Fluß ungehinderten Durchfluß; bei Höchstwasserstand wird, infolge entsprechender Querschnittsdimensionierung, soviel Wasser abgeführt, als das regulierte Flußbett ohne Schaden aufzunehmen und abzuführen im Stande ist. Zugleich wurde mit dieser Art der Abflußmengenregulierung der Zweck verfolgt, große Wassermengen auf kleine, möglichst weniger wertvolle Gebiete zu konzentrieren. Nach der auf Grund eingehender Messungen erfolgten Berechnung einer maximalen Wassermenge von 701 Mill. cbm sind 5 solche Sammelbecken, resp. Talsperren, als massive Erddämme im Oberlauf des Miami-Rivers angeordnet worden.

Die Wiedergabe von Maßangaben der einzelnen Bauwerke entspräche nicht dem Zweck dieser kurzen Besprechung, die gesamte Anlage in ihrer prinzipiellen Anordnung zu behandeln; hier sei auf die genannte Zeitschrift verwiesen.

Beachtenswert ist die Bestimmung derjenigen maximalen Wassermenge, die von einem Sammelbecken aufgenommen werden soll; ihr wurde die 100 prozent. Abflußmenge des angenommenen Niederschlages von 250 m während dreier Tage auf das gesamte Einzugsgebiet oberhalb der jeweiligen Sperrstelle zu Grunde gelegt, wobei die während dieser Zeit durch die Stollen ablaufende Wassermenge in Abrechnung gestellt wurde. Da diese Wassermenge wiederum, infolge des Steigens des Wasserstandes im Sammelbecken starken Schwankungen ausgesetzt ist, wurde bei der Berechnung die mittlere Abflußmenge eingeführt. An der Hand graphischer Darstellungen des Zuflusses in das Becken in Verbindung mit dem Stollenabfluß wird, mit Hilfe einer Reihenentwicklung, die Anwendung der Regel begründet, die besagt, daß die angenäherte Aufnahmefähigkeit eines Sammelbeckens gefunden wird, indem vom

gesamten Zulauf während der Füllungszeit $^5/_6$ desjenigen Ablaufbetrages abgezogen werden, der sich unter der Annahme ergibt, daß die Stollen während dieser ganzen Zeitdauer unter vollem Drucke stehen.

Wie oben schon erwähnt, wurden zwecks geregelter Ablassung des Hochwassers aus dem Sammelbecken Stollen, und zwar in Höhe des früheren Flußbettes, angeordnet. Diese Art der Lösung ergab sich bei Berücksichtigung des Gesetzes, daß bei konstantem Durchlaßquerschnitt die in der Zeiteinheit austretende Wassermenge mit der Quadratwurzel der Druckhöhe wächst; es mußte also dem angenommenen Maximalhochwasser ein verhältnismäßig kleiner Maximalabfluß, dem Hochwasser von geringer Ausdehnung, infolge des nun relativ großen Abflusses, ein Minimum des überschwemmten Gebietes sowohl, als ein solches der Zeitdauer der Überschwemmung entsprechen.

Aus Gründen des vorübergehenden Abschlusses der Stollen — zwecks Revision und Reparatur — wurden Durchlaßpaare angeordnet, die mit einfachen Dammbalkenverschlüssen versehen sind. Zur Erreichung eines möglichst reibungslosen Durchflusses wurden plötzliche Profiländerungen vermieden und für die mit dem Wasser in Berührung kommenden Oberflächen eine besonders fette Betonmischung verwendet.

Von den 5 Bauwerken unterscheiden sich 2 Gruppen in der Anlage und Ausführungsweise ihrer Durchlässe prinzipiell voneinander. Und zwar sind das eine Mal Durchlässe und Entlastungsüberfall zu einem einheitlichen Organ zusammengefaßt und übereinandergestellt worden; die Krone der eigentlichen Sperrmauer bildet zugleich den Entlastungsüberfall und liegt bis zu 8 m unter der Dammkrone. Bei der anderen Ausführung wird von der Mitwirkung des Entlastungsüberfalles abgesehen und das Wasser allein durch nebeneinanderliegende Stollen abgeführt. Beide Ausführungen wurden durch die jeweilig vorhandenen Untergrundverhältnisse, d. h. durch das in verschiedenen Tiefen anstehende tragfähige, für die Fundierung der Stollen erforderliche Felsmaterial bedingt.

Bemerkenswert ist die Berücksichtigung der während der Bauausführung auftretenden Hochwässer bei der Dimensionierung der Stollenquerschnitte; so wurde z. B. bei der Ausführung des einen Bauwerkes zunächst, bis zur Erreichung der endgültigen Dammhöhe, zwecks Verhütung der durch plötzliches, während der Bauausführung eintretendes Hochwasser zu befürchtenden Überflutung des halbfertigen Dammes, der Stollenquerschnitt so dimensioniert, daß er die zu diesem Zweck erfolderliche Wassermenge abzuführen imstande war, und erst nachträglich der eigentliche Durchlaßboden einbetoniert; aus gleichen Gründen wurde (bei einer anderen Ausführung) erst nach Erreichung der endgültigen Dammkrone das Überfallwehr errichtet.

Das Profil dieser Wehrkörper wurde unter Berücksichtigung maximaler Entlastung, bei einer leichten Rundung der Krone, nach der Parabel eines Bazinschen Überfalles konstruiert, wobei in der entsprechenden Gleichung der für die Längeneinheit der Wehrkrone überfließenden Wassermenge

$$Q = {}^2/_3\, \mu \sqrt{2g \cdot h^{3/2}}$$

worin h die Höhe des Wasserspiegels über Wehrkrone bedeutet, einschließlich eines Zuschlages entsprechend der Anlaufgeschwindigkeit des Wassers, der Faktor $\mu = 0{,}71$ angenommen wurde.

Zur Vernichtung der Stoßkraft des niederstürzenden, wie des durch die Stollen austretenden Wassers, wurden große Beruhigungsbecken angeordnet; dies geschah auf Grund umfangreicher theoretischer und experimenteller Untersuchungen, und zwar ergab sich an Modellen, daß sich beim Eintritt des Wassers bei geringer Tiefe und unter großer Geschwindigkeit in ein Becken von genügend großer Tiefen- und Längenausdehnung eine sogen. stehende Wasserschwelle bildet, die, in Verbindung mit der Erweiterung des Kanals zum Becken und dem unregelmäßig getreppten Abfallboden, auf die Austrittsgeschwindigkeit verzögernd wirkt; um eine regelmäßige und somit wirksamste Bildung der stehenden Wasserschwelle zu erzielen, wurde eine vom Stollenaustritt bis zur ersten, den Hauptstoß des niederstürzenden Wassers aufnehmenden Sperrmauer im Becken reichende Trennungswand angeordnet.

Soweit bei der Gesamtanlage Rücksicht auf die im Tale des Miami-Rivers vorhandenen, besonders wichtigen industriellen Siedelungen genommen worden war, wurde doch eine nicht unbedeutende Veränderung einiger Verkehrswege notwendig, deren Erwähnung an dieser Stelle nicht unterlassen sein soll. Solche Maßnahmen bezogen sich in der Hauptsache auf die neue Linienführung der Eisenbahnen; das eine Mal des doppelspurigen Gleises der „Eric Railroad" und desjenigen der „Cleveland, Cincinnati, Cicago u. St. Louis Railroad", zum anderen der „Ohio Electric Railway". Bei maximaler Steigung erreichte die Bahn den entsprechenden Damm 10 m unter Dammkrone, konnte aber wegen örtlicher Verhältnisse des nächstliegenden Bahnhofs Dayton nicht höher verlegt werden; infolgedessen entschloß man sich, die Bahn in einen tiefen Einschnitt durch den an den Damm direkt anliegenden Hügel bis an die Stelle heranzuführen, an der der Bahnkörper die Höhe der Hochwasserlinie erreicht, ferner den Einschnitt wasserseitig durch einen Damm zu schützen, der zugleich der in einem eigenen Einschnitt am Sperrdamm vorübergeführten Ohio Electric Railway zur Erreichung hochwasserfreien Gebietes als Bahnkörper dient. Allein für diese Nebenanlagen wurde ein Massenaushub von über 1 Million cbm und ein Mehrkostenaufwand von über 3 Millionen Dollars erforderlich.

Da bei Erscheinen des genannten Aufsatzes die im August 1918 an sämtlichen Baustellen des Miami Conservancy District begonnenen Arbeiten noch nicht abgeschlossen waren, zwar ihre Beendigung im Sommer 1922 erstrebt wurde, liegt noch kein den Abschluß sämtlicher Ausführungen dieser großzügigen Anlage meldender Bericht vor.

G. Ehnert.

## Vom Bau der Berliner Nord-Süd-Bahn.

Berichtet nach den Veröffentlichungen der Siemens-Bauunion G.m.b.H., Berlin. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel, (Siegkreis).

In seinem Vortrag „Vom Bau der Berliner und Hamburger Untergrundbahnen" (vgl. „Der Bauingenieur" 1922, S. 362) auf der 25. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins hat Direktor Dr.-Ing. Kreß, Vorstandsmitglied der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin, ein anschauliches Bild gegeben von der Entwicklung des Untergrundbahnbaues in Deutschland. Er behandelte im wesentlichen die drei Hauptaufgaben: Dauernde Dichthaltung des Tunnelkörpers, Herstellung einer von Steifen möglichst freien Tunnelbaugrube mit senkrechten Wänden unter Vermeidung von Erschütterungen, Beseitigung des Grundwassers während der Bauzeit und die Lösung dieser Aufgaben. Der Bau der jüngsten Untergrundbahnstrecke, die den Norden Berlins mit dem Süden unter Benutzung der Friedrichstraße verbindet, ist in dem Vortrag nur vereinzelt gestreift worden. Diese Bauanlage geht nunmehr ihrer Vollendung entgegen; sie ist im wesentlichen während des Krieges und in der Nachkriegszeit ausgeführt worden. Über ihre Arbeiten in Los I, IV und VI macht die Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin, bemerkenswerte Mitteilungen in ihrer eigenen Zeitschrift, der auch die folgenden Ausführungen entnommen sind.

Das Los I, Ungarnstraße—Ringbahn, das bereits Ende 1912 in Angriff genommen und 1915 fertiggestellt wurde, bot keine außerwöhnlichen Schwierigkeiten. Der Tunnelkörper wurde in der erprobten Bauweise, jedoch in der Normalstrecke ohne Mittelstützen, in der Hauptsache in Eisenbeton hergestellt. Da keine Wasserwege die Strecke kreuzten, wurde der Bodenaushub (rd. 150 000 cbm) mittels besonderer elektrischer Ladevorrichtung emporgehoben und durch Autolastzüge auf dem Landwege abgefahren.

Die von der Baugrube durchzogene Müllerstraße war in der ganzen Breite abgedeckt und für Fuhrwerke jeder Art fahrbar. Am Nordende steigt die Fahrbahn zum Abstellbahnhof in einer Rampe an, während für die spätere Fortsetzung der Bahn nach Tegel ein Tieftunnelstück eingebaut wurde. Das nördliche Umformerwerk, das die Bahn mit niedergespanntem Gleichstrom versorgt, wurde am Weddingplatz (Los II) vorgesehen.

An besonders schwierigen technischen Aufgaben fielen in die Bauabschnitte des Loses IV (Oranienburger Tor—Behrenstraße) die Herstellung der nördlichen Zufahrtsrampe zum Spreetunnel und die Tunnelausführung im Engpaß der Friedrichstraße zwischen Georgen- und Behrenstraße, wo infolge der Nähe der Häuser die Arbeiten besondere Sorgfalt verlangten. Im engsten Straßenraum und bei stärkstem Verkehr mußten hier die Errichtung der Baugrube mit ihren schwierigen Rammarbeiten und Abdeckungen, die Erd- und Aushubarbeiten, die Absenkung des Grundwasserspiegels und der Einbau des Tunnelkörpers vorgenommen werden.

Der Einbau des Spreetunnels wurde abweichend von den Baumethoden bei den schon bestehenden beiden Spreetunnels in der Weise vorgenommen, daß in 3 Bauabschnitten unter Verwendung von Fangedämmen ein eigener Schutztunnel in den Untergrund eingebaut wurde, der aus 2 Reihen Larssenspundwänden mit darüber liegender abgedichteter Schutzdecke bestand. Innerhalb dieses Schutztunnels wurde dann nach Inbetriebnahme der Grundwasserabsenkung der Boden für den Betontrog in der ganzen Breite des Flußlaufes ausgeschachtet und der Betonkörper selbst eingebaut. Nach Fertigstellung des Betontunnels wurde dann die Schutzdecke wieder entfernt und die seitlichen Spundwände bis auf die Höhe des Betonkörpers abgeschnitten.

An der Georgenstraße trat die Tunnelbaugrube so nahe an das Gebäude der Aschingergesellschaft heran, daß die Fundamente dieses Gebäudes vorher um 7½ m vertieft werden mußten. Da die Tunnelsohle sich dort wegen der Nähe des Spreetunnels bereits bis auf 10 m unter Straßenpflaster senkt, mußte vor Beginn der Vertiefungsarbeiten das Grundwasser um rd. 6 m abgesenkt werden, was in der engen Baugrube besondere Schwierigkeiten machte. Da ferner die Kellerräume des Hauses wegen ihrer Unentbehrlichkeit für den Wirtschaftsbetrieb nicht beansprucht werden durften, mußte die Unterfangung der Vorderwand des Hauses unter Verzicht auf das sonst übliche Abfangen mittels eines Trägerrostes in langwieriger Arbeit durch stückweises Untermauern in Stampfbeton durchgeführt werden.

Die schwierigsten Arbeiten der ganzen Baustrecke befanden sich in Los VI, dem vorläufigen Südende der Bahnlinie. Auf dieser Strecke liegt zunächst die Haltestelle Hallesches Tor, daneben das unterirdische südliche Umformerwerk. Der Belle-Alliance-Platz war für diese Anlagen sehr geeignet, doch mußten die dort stehende Friedenssäule und einige kleinere Bildwerke abgetragen werden. Sie sind jetzt an ihrer alten Stelle, die Friedenssäule über der neuen Decke der Haltestelle auf besonderem, den Raum der Haltestelle übergreifenden Unterbau wieder aufgerichtet worden. Die Haltestelle hat Straßenausgänge im Norden nach der Friedrichstraße, im Süden je einen nach den beiden Torgebäuden. Von dem östlichen Ausgang zweigt noch ein weiterer

Tunnel nach dem Ufer des Kanals in der Gitschinerstraße ab. Ferner führt auch ein unterirdischer Verbindungsweg zur Hochbahnhaltestelle, der auf der Decke des tiefen Fahrtunnels dahinführt. Alle südlichen Ein- und Ausgänge vereinigen sich in einer ovalen Eingangshalle, in der auch die Fahrkartenausgabe stattfindet. Das Umformerwerk liegt in der Nordostecke des Platzes, hat einen gesonderten Zugang von oben und ist vom Tunnel durch ein eisernes Tor getrennt, das die Zuführung von Maschinen und schweren Stücken auf dem Schienenweg gestattet. Der Bau dieses Unterwerkes, dessen Fundamente noch 2 m tiefer als die des Tunnels sind, geschah zum größten Teil in Gußbeton unter Verwendung einer besonders errichteten Verteilungsanlage. Die Baustoffe, Zement und Kiessand, wurden ungemischt auf das Turmgerüst befördert, auf dem die Betonmischmaschine steht. Aus dieser lief der fertige Gußbeton gerade zähflüssig in Rinnen in die Baugrube unmittelbar an den Ort der Verwendung. Das von der Firma Gebrüder Rank, München, ausgebildete Verfahren ist an dieser Baustelle in Berlin zum ersten Mal angewendet worden. Es führte eine wesentliche Ersparnis an Arbeitskräften herbei und wird zurzeit in großem Umfang und in weiterer Ausbildung an der Baustelle des Inn-Kraftwerkes zu Töging durch die Firmen Gebrüder Rank, München, und Hüser & Cie., Obercassel (Siegkreis), und beim Bau der neuen Fischereihafen Doppelschleuse zu Geestemünde durch die Firmen Habermann & Guckes A.-G., Berlin, Gebrüder Rank, München, und Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin, und an anderen Stellen angewendet.

Die Wände der ausgedehnten und tiefen Baugrube am Belle-Alliance-Platz wurden zum Teil gegeneinander versteift, zum Teil aber auch nach rückwärts verankert. Zum Bohren der Ankerlöcher wurde eine Erdbohrmaschine, die im Kriege als Schützengrabenbohrmaschine diente, verwendet. Sie gestattet es, sehr lange, wagerechte Löcher durch den Boden zu bohren, und man spart dadurch das umständliche Ausheben von Gräben. Bei dem Ausbau des Unterwerkes und auch an anderen Stellen wurde das Torkretverfahren, das Anschleudern des Betons mit der „Zementkanone" angewendet. Auf diese Weise wurde sowohl Betonputz angespritzt wie auch Zwischenwände aus Drahtgewebe, das zwischen Rundeisen verspannt ist, hergestellt.

Zum Los VI gehörte auch die Unterfahrung des Landwehrkanals, die nach einem neuen, vorher noch nicht angewandten Verfahren ausgeführt wurde. Durch Abdämmen auf etwa die Hälfte wurde auf beiden Ufern je eine offene Baugrube geschaffen, darauf das eingeengte Stück vier Wintermonate lang durch Querfangdämme ganz abgesperrt und zwischen eisernen Spundwänden zuerst die Tunneldecke eingelegt. Diese wurde vorläufig auf Konsolen, die an der Innenseite der Spundwände angeschraubt waren, gelagert. Dann wurde der Schiffahrtsweg wieder freigegeben und nun von den Ufern her unter dem Schutze der Decke und der Spundwände der Boden ausgeschachtet und der Tunnelkörper eingebaut, wobei die Decke auf die Tunnelwände umgelagert wurde. Diese Ausführung wurde durch das zuverlässige Arbeiten der Grundwasserabsenkung gesichert. Während der ganzen Zeit wurde der Verkehr der Förderzüge über die Baugrube durch eine Brücke aufrecht erhalten, die wegen des durchgehenden Schiffsverkehrs als elektrisch betriebene Hubbrücke eingerichtet war. Am Landwehrkanal lag auch eine 300 m lange Ladebühne, zu der sowohl von der nördlich als auch von der südlich des Landwehrkanals gelegenen Baugrube über das Wasser her die elektrisch betriebene Feldbahn den ausgeschachteten Boden beförderte und auf dem Wasserwege angekommene Baustoffe abholte.

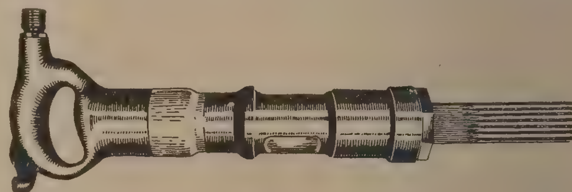
Neben der Unterfahrung des Kanals wurde die Unterfahrung des westlichen Halleschen Tor-Gebäudes, das mitten in der Baustrecke lag, in großer Tiefe notwendig. Die Grundmauern des Hauses mußten rd 10 m vertieft werden. Diese Aufgabe war infolge des hohen Grundwasserspiegels besonders schwierig. Der Tunnel selbst mit dem Fußgängerverbindungsweg darüber wurde, nachdem die aufgehenden Lasten durch einen starken Trägerrost abgefangen und seitlich auf zwei je 3 m dicke Mauern abgestützt waren, darunter frei, d. h. ohne Zusammenhang mit den Grundmauern hindurchgeleitet.

Vom Belle-Alliance-Platz erstreckt sich der Tunnel ungefähr nordwärts unter der Friedrichstraße. Eine besondere Schwierigkeit war in der Höhe der Besselstraße zu überwinden, da hier der Untergrund moorig und faulschlammhaltig ist. Für den Tunnelkörper mußte hier eine besondere Gründung geschaffen werden. Dazu wurden Eisenbetonpfähle zum Schutz gegen die Moorsäure mit Isoliermasse und Jute dicht umhüllt. In der geöffneten Baugrube waren Blechrohre, die lose auf Vortriebsspitzen gesetzt waren, gerammt. Die vorbereiteten Eisenbetonpfähle wurden nun in die eisernen Hülsen gestellt und die Rohre selbst unter gleichzeitigem Einschlemmen von Sand wieder herausgezogen. Der gegenseitige Pfahlabstand betrug etwa 1 m, in 6 Reihen wurden im ganzen 731 Pfähle eingebracht. Auf den fest im Boden stehenden Pfählen wurden nun schwalbenschwanzförmige Betonköpfe angebracht, die in eine ebenfalls von unten isolierte Verteilungsplatte eingreifen. Auf dieser Verteilungsplatte ruht der eigentliche Tunnelkörper, der an dieser Stelle wegen der günstigeren Verteilung der Lasten Mittelstützen erhielt.

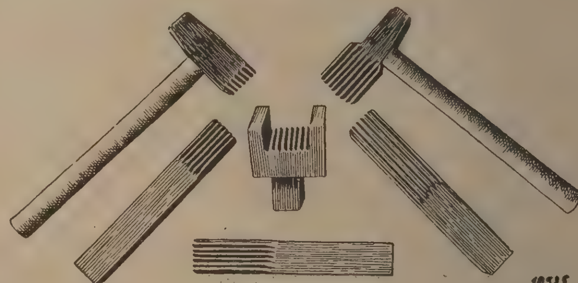
Außer dem Tunnelkörper wurden auch alle anderen Bauwerke gegen das Eindringen des Grundwassers sorgfältig gedichtet. Zu beiden Seiten der Mohrenstraße und am Südende in der Belle-Alliance-Straße konnten wegen der Tiefe der Tunnellage gewölbte Decken angeordnet werden, die bei gleicher Festigkeit Ersparnis an Baustoffen und Hinterfüllungsboden mit sich brachten.

## Keillochhämmer für Steinbruchbetrieb.

Um Blöcke aus Granit, Grauwacke, Sandstein, Marmor u. dgl. zu zerlegen, treibt man in der beabsichtigten Bruchlinie eine Reihe von Löchern in das Gestein zur Aufnahme von Keilen, mit deren Hilfe die Blöcke in Richtung der Keillochreihe gesprengt werden. Da die Herstellung der Keillöcher von Hand mühsam und teuer ist, hat man versucht, die Druckluft, die sich im Steinbruchbetrieb gut bewährt hat, auch zum Antrieb von Keillochhämmern zu verwenden und mit der Zeit brauchbare Preßlufthämmer geschaffen, die heute in vielen Betrieben ständig angewandt werden. Da die Schneide dieser Meißel mit einer Anzahl von Rillen versehen ist, mußten sie nach Verschleiß auf ziemlich dünnen Schmirgelscheiben nachgeschliffen werden, die schnell verschlissen und den Betrieb nicht unwesentlich verteuerten. Außerdem mußte das konische Einsteckende der Meißel durch Schmieden




Keillochhammer Bauart Kind.




Meißelschmiede- und Anschärfvorrichtung für Keillochhämmer.

aufgestemmt und genau nach Maß abgedreht werden. Wesentlich einfacher und billiger sind die neuen Meißel, die der Steinbruchbesitzer Kind einführte. Auf seinen Vorschlag wurde der Meißelhalter so gestaltet, daß man einen gewöhnlichen Flachstahl von 25×40 mm Querschnitt, so wie ihn die Walze liefert, verwenden kann, und damit das Aufschmieden und Nacharbeiten des Einsteckendes erspart. Eine weitere Vereinfachung bringt die Demag-Duisburg mit einer Meißelschärfvorrichtung, bei der die Rillen des Meißels nicht mehr geschliffen zu werden brauchen, sondern mittels Setzhammer und Profilschrottmeißel im Gesenk geschmiedet und nach Verschleiß wieder angeschärft werden können. Mit dieser Vorrichtung können die Meißel von jedem Schmied leicht hergestellt werden, außerdem gestattet ihre glatte Form eine Ausnutzung des Meißelstahls bis fast auf den letzten Rest. Der Preßlufthammer selbst ist dem rauhen Steinbruchbetrieb angepaßt und besteht daher aus nur drei beweglichen Teilen. Da er nur 10 kg wiegt, ist er bequem zu handhaben, so daß der Arbeiter bei seiner Anwendung nicht übermäßig ermüdet. Im gewöhnlichen Gestein leistet dieser Hammer etwa das 5fache, in Marmor sogar das 12fache der Handarbeit. Er bildet also ein ausgezeichnetes Hilfsmittel zur Verringerung der Gestehungskosten eines jeden Steinbruchs.

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## „AGO". Anpassung der Gebührenordnung der Architekten und Ingenieure an die Teuerungsverhältnisse durch gleitende Sätze.

Bisher sind die Stundensätze und die Reiseaufwandsentschädigung bei Leistungen der Arch. und Ing. von Zeit zu Zeit durch Festsetzung neuer Sätze an die Teuerungsverhältnisse angepaßt worden, dem Vorbild anderer Berufe folgend, sollen statt dessen jetzt gleitende Sätze eingeführt werden, die sich selbsttätig der Geldentwertung anpassen.

1. Stundensätze (vgl. § 39 der G. O. der Ing. § 42 der G O der Arch.). Der Stundensatz wird auf 4 M festgesetzt, multipliziert mit der

Gebührentafel in Hundertsteln der Herstellungssumme.

| Herstellungssumme in M. geteilt durch die Lebensindexziffer[1]) | Bauklassen | | |
|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | 3 |
| 500 | 8 | 12 | 16 |
| 1000 | 6,75 | 10 | 14 |
| 2000 | 5,9 | 8,8 | 12,6 |
| 3000 | 5,5 | 8,1 | 11,8 |
| 4000 | 5,25 | 7,75 | 11,1 |
| 5000 | 5,05 | 7,5 | 10,5 |
| 6000 | 4,9 | 7,1 | 10 |
| 7000 | 4,75 | 6,9 | 9,5 |
| 8000 | 4,65 | 6,75 | 9,1 |
| 9000 | 4,55 | 6,6 | 8,75 |
| 10000 | 4,5 | 6,5 | 8,5 |
| 20000 | 4 | 5,5 | 7,0 |
| 30000 | 3,9 | 5,3 | 6,7 |
| 40000 | 3,8 | 5,1 | 6,4 |
| 50000 | 3,75 | 5,0 | 6,2 |
| 60000 | 3,7 | 4,9 | 6,15 |
| 70000 | 3,65 | 4,85 | 6,05 |
| 80000 | 3,6 | 4,77 | 6,0 |
| 90000 | 3,55 | 4,7 | 5,9 |
| 100000 | 3,5 | 4,65 | 5,8 |
| 200000 | 3,25 | 4,25 | 5,3 |
| 300000 | 3,1 | 3,9 | 4,9 |
| 400000 | 3,0 | 3,6 | 4,6 |
| 500000 | 29, | 3,45 | 4,25 |
| 600000 | 2,85 | 3,3 | 3,95 |
| 700000 | 2,8 | 3,2 | 3,70 |
| 800000 | 2,75 | 3,1 | 3,5 |
| 900000 | 2,72 | 3,05 | 3,4 |
| 1000000 und darüber | 2,7 | 3,0 | 3,3 |

1) Mit Lebensindexziffer ist die Reichsindexziffer für die gesamte Lebenshaltung für Nahrung, Wohnung und Bekleidung gemeint.

z. Z. der Rechnungslegung gültigen Reichsindexziffer für die gesamte Lebenshaltung (Nahrung, Wohnung, Bekleidung).

2. Reiseaufwandsentschädigung (vgl. § 36 Abs. 6 der G. O. der Ing. § 43 Abs. 8 der G. O. der Arch.) Die Reiseaufwandsentschädigung wird auf 20 M für den Tag ohne, 25 M für den Tag mit Übernachten festgesetzt, multipliziert mit der jeweiligen Reichsindexziffer für die gesamte Lebenshaltung (Nahrung, Wohnung, Bekleidung).

Dieser Satz gilt aber nur für Städte bis zu etwa 100 000 Einwohnern, bei größeren Städten ist die Vergütung zu vereinbaren, bzw. Ersatz der baren Auslagen zu fordern.

3. Gebührentafel (vgl. § 29 der G. O. der Ing.). Die Gebührensätze werden auf der Gebührentafel für eine durch die z. Z. der Rechnungslegung gültigen Reichsindexziffer für die gesamte Lebenshaltung (Nahrung, Wohnung, Kleidung) dividierte Herstellungssumme entnommen. Mit dem so ermittelten Gebührensatz wird von der tatsächlichen Herstellungssumme die Gebühr berechnet.

Anstelle der bisherigen Gebührentafel tritt die nebenstehende, die sich etwa den Gebühren der Friedenszeit anpaßt.

Berlin, den 1. März 1923.

Der Vorstand des AGO-Ausschusses für die GO.
I. A. F. Eiselen.

### Beschränkung der Ernennung von Ehren-Doktoren.

Rektor und Senat der Technischen Hochschule Dresden haben den „Mitteilungen der Verbandes der Deutschen Hochschulen“ zufolge auf Anregung der Abteilungen neuerdings zur Frage der Ehrendoktor-Promotionen Stellung genommen und bei den Beratungen feststellen müssen, daß die Zahl und die Art der Ehrendoktor-Promotionen an technischen Hochschulen in den letzten Jahren unangenehmes Aufsehen in den verschiedensten Kreisen erregt haben. Sie sind zu der Überzeugung gelangt, daß es für die einzelnen Hochschulen als einzig sicheres Mittel, ein übermäßig große Zahl von Ehrenpromotionen zu verhindern, nur die freiwillige Beschränkung der jährlich zulässigen Ernennungen für jede Abteilung gibt. Dementsprechend haben Rektor und Senat beschlossen, künftig jeder Abteilung nur eine Ernennung im Jahr zuzugestehen.

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 21. Dez. 1922.

Kl. 5 c, Gr. 1. B 101 710. Wilhelm Becker, Frankfurt a. M., Hagenstraße 17, und Wilhelm Seifer, Wiesbaden, Amselberg. Senkschacht für schwimmendes Gebirge. 27. IX. 21.

Kl. 5 c, Gr. 1. St 32 569. Stephan, Fröhlich & Klüpfel, Beuthen, O.-S. Vorrichtung zur Ausführung des Versteinungsverfahrens nach Anm. St 32 524; Zus. z. Anm. St 32 524. 10. XI. 19.

Kl. 19 d, Gr. 3. M 76 149. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Verstärkung der Träger von einfachen Balkenbrücken. 23. XII. 21.

Kl. 84 d, Gr. 2. J 20 182. The Jeffrey Manufacturing Company, Columbus, Ohio, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Einstellvorrichtung für die Eimerleiter von Grabenbaggern. 26. III. 20.

Kl. 85 c, Gr. 3. St 36 027. Städtehygiene- und Wasserbaugesellschaft m. b. H., Wiesbaden. Verfahren zur Behandlung von Abwasser und Ablaugen in Klär- und Faulräumen mit Gasen unter Druck; Zus. z. Anm. St 31 861. 8. IX. 21.

Kl. 85 e, Gr. 8. R 53 978. Heinrich Rohner, St. Gallen, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verbindung von Betonrohren. 16. IX. 21. Schweiz. 27.IX.20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. Dez. 1922.

Kl. 5b, Gr. 12. A 38 031. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Abraumförderbrücke für Braunkohlen- u. dgl. Tagebau. 21. VI. 22.

Kl. 20 c, Gr. 20. J 20 386. Richard Jurkscheit, Süderspitze, Kr. Memel. Vorrichtung zum Fortbewegen von Personen auf einer Schiene. 28. V. 20.

Kl. 35 b, Gr. 1. A 36 441. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Co., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käferthal. Einrichtung zur Verhinderung der gegenseitigen Störung von Laufkranen und Oberleitungsdrähten. 17. X. 21.

Kl. 37 e, Gr. 13. M 66838. Walter Mirschenz, Berlin-Dahlem, Goßlerstraße 30. Verfahren zur Errichtung von Mauern aus Steinen, bei welchen das Bindemittel über Ausdehnungsgefäße durch Leitungen zur Arbeitsstelle geführt wird. 16. IX. 19.

Kl. 42 c, Gr. 6. B 103 974. Berth & Neumann, Werkstätten für Optik und Mechanik Jena G. m. b. H., Jena. Nivellier- und Meßgerät. 14. III. 22.

Kl. 84 c, Gr. 2. K 70 644. Dipl.-Ing. Erich Künzel, Charlottenburg, Schillerstr. 141. Statisch bestimmbare Pfahlgründung für Mauerwerk. 30. IV. 19.

Kl. 84 c, Gr. 5. S 43 947. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Verfahren zur Herstellung von Unterwassertunneln; Zus. z. Pat. 315 867. 26. V. 15.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 28. Dez. 1922.

Kl. 37 a, Gr. 4. H 87 645. Otto Hartz, Berlin, Joachimsthaler Str. 27. Einrichtung zur Entlastung der Mauern von der Dachlast. 7. XI. 21.

Kl. 37 a, Gr. 5. P 38 640. Wilhelm Paetz jun., Schönebeck a. E. Verfahren zur Herstellung von Wänden aus schichtweise gestampftem Lehm. 28. X. 19.

Kl. 84 c, Gr. 1. B 98 510. Alte Bron, Amsterdam; Vertr.: Fr. Meffert und Dr. Sell. Pat.-Anw., Berlin SW 68. Vorrichtung zum Ausspülen von Pfahllöchern im Erdboden. 2. III. 21. Holland 9. XI. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. Jan. 1923.

Kl. 19 a, Gr. 19. E 26 042. Oswald Engler, Karlsruhe i. B., Moltkestraße 29. Schienenstoßverbindung mit äußerer, nach der Stoßfuge tiefer in die Schienenkopfenden eindringender Kopflasche. 23. XII. 20.

Kl. 37 b, Gr. 3. K 80 710. Konrad Kisse, Berlin, Dorotheenstr. 54. Steigeisen für Eisenbetonmaste. 7. II. 22.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. Dez. 1922.

Kl. 5 c, Gr. 4. 369 422. Albert Voigt, Essen, Segerothstr. 70. Eiserner Aufsatz für hölzerne Grubenstempel. 6. XI. 20. V 15988.

Kl. 5 d, Gr. 3. 369 509. Hermann Kruskopf, Dortmund, Bismarckstraße 62. Verfahren zur Herstellung von Löschstaub aus natürlich vorkommenden Mineralien für die Bekämpfung von Grubenexplosionen. 19. XI. 20. K 75 185.

Kl. 20 i, Gr. 17. 369 525. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Ferngesteuerter, vom Fahrzeug betätigter Weichenantrieb; Zus. z. Pat. 355 996. 25. II. 22. H 88 883.

Kl. 20 i, Gr. 38. 369 526. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schutzeinrichtung gegen Fremdströme be selbsttätig. Schaltungen f. Lampensignale. 4. X. 21. S 57 736.

Kl. 37 e, Gr. 10. 369 444. Wilhelm Michaelis, Charlottenburg, Westendallee 99 b. Hilfsvorrichtung für Schaltungsroste zur Herstellung von Steindecken u. dgl. mit zwischen den Roststäben angeordneten, die Mörtelfuge zwischen den Steinen unten abschließenden Füllstücken. 29. II. 20. M 68 470.

Kl. 80 b, Gr. 1. 369 289. Kaspar Winkler, Altstetten b. Zürich; Vertr.: Cramer und Dr. Hirsch, Pat.-Anw., Berlin NW 21. Verfahren, um Mörtel- oder Zementmassen zur dauerhaften, zuverlässigen Ausführung von Trockenlegungen, Dichtungsarbeiten, Wasserbauten und ähnlichen Arbeiten geeignet zu machen. 31. X. 20. W 56 582. Schweiz 26. VII. 20.

Kl. 80 b, Gr. 1. 369 488. J. Kluth, Michael & Co., G. m. b. H., Köln. Verfahren zur Herstellung eines wasserundurchlässigen Zementmörtels. 20. I. 21. K 75 803.

Kl. 84 a, Gr. 3. 369 494. Fried. Krupp Akt.-Ges., Grusonwerk, Magdeburg. Drehtor für Kanäle, Schleusen usw. 29. III. 22, K 81 383.

Kl. 84 c, Gr. 5. 369 557. Gustav Peter Helfrich, New York; Vertr.: G. Hirschfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von Unterwassertunneln. 21. VII. 20. H 81 890.

Kl. 85 c, Gr. 6. 369 496. Dyckerhoff & Widmann Akt.-Ges., Nürnberg. Abwasserreinigungsanlage mit außerhalb des im Grundriß runden Schlammfaulraums liegendem Klärraum. 18. XII. 13. D 40 915.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. Jan. 1923.

Kl. 5 c, Gr. 2. 369 694. Dr.-Ing. Fritz Heise, Bochum, Herner Str. 43. Vorrichtung zur Ausführung des Verfahrens zur Kälteverteilung nach Patent 365 583; Zus. z. Patent 365 583. 4. XI. 21. H 87 610.

Kl. 5 c, Gr. 4. 369695. Dipl.-Ing. Karl Walter, Beuthen O.-S., Gustav-Freytag-Str. 14 und Dipl.-Ing. Otto Henkel, Magdeburg, Gutenbergstr. 17. Eisenbeton-Stollenausbau. 12. IX. 20. W 56212.

Kl. 19 a, Gr. 31. 369 892. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Sandsammelwagen für die Behandlung von Schienenstößen durch Sandstrahlgebläse; Zus. z. Pat. 369 066. 18. V. 22. S 59 820.

Kl. 20 i, Gr. 35. 369 637. James Bernard Regan, New York, V. St. A.; Vertr.: A. Pieper, Pat.-Anw., Essen, Ruhr. Induktions-Zugkontrollsystem. 23. II. 22. R 55 188.

Kl. 20 k, Gr. 9. 369 771. Friedrich Weber, Buer Scholven, Scheideweg 21. Aufhängevorrichtung für die Oberleitung elektrischer Grubenbahnen. 19. IV. 22. W 60 978.

Kl. 35 b, Gr. 1. 369 652. Albert Berthold, Nürnberg, Wiesenthalstraße 42. Für Bauzwecke bestimmte Hebevorrichtung. 22. I. 22. B 103 238.

Kl. 35 b, Gr. 4. 369 653. John Jardine, London; Vertr.: G. Hirschfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Wippauslegerkran. 21. XII. 20. J 21 063. England 7. XI. 19.

Kl. 37 e, Gr. 8. 369 736. Konrad Kisse, Berlin, Dorotheenstr. 54. Vorrichtung zum Verbinden von Gerüstteilen, Schalungen für Beton- und Eisenbetonarbeiten, Absteifungen und ähnlichen Bauteilen mittels durch Keile gespannter Drähte. 25. II. 21. K 76 498.

Kl. 84 a, Gr. 3. 369 815. Fa. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Antrieb für Eisklappen bei Wehren. 22. III. 22. W 27 869.

Kl. 84 a, Gr. 4. 369 759. Fa. M. Voith, Heidenheim, Brenz. Drehklappe für Rohreinläufe bei Stauweihern, Talsperren u. dgl. 2. IX. 21. V 16 829.

Kl. 85 d, Gr. 1. 369 760. Dipl.-Ing. Otto Ohnesorge, Bochum, Waldstraße 90. Hebereinrichtung zum Entleeren von Staubecken mit Hilfs- und Hauptheber. 12. III. 19. O 10 913.

## BUCHBESPRECHUNG.

Gegen die Zahlenmystik an der großen Pyramide bei Gise. Vortrag gehalten in der Vorderasiatisch-Ägyptischen Gesellschaft in Berlin 1922. Von L. Borchardt. Mit 6 Abb. Verlag Behrend & Co. 1922. Grundzahl 0,8.

Wer — wie wohl ein jeder Ingenieur — die Werke Max von Eyths — namentlich seine „Cheops-Pyramide" gelesen hat, weiß, worum es sich im vorliegenden Vortrage handelt. Der Zahlenmystik, die mit der Cheops-Pyramide von den verschiedensten Stellen aus — namentlich von englischen Forschern, betrieben wurde, und die im engsten Zusammenhange mit der Zahl „π" steht, auch von Eyth — wenn auch kritisch — besprochen und gewürdigt wird, wird entgegengetreten und in rein wissenschaftlicher Form — sowohl vom kunst- und kulturgeschichtlichen wie auch vom reinen mathematischen Zahlenstandpunkte aus, der schlüssige Beweis gebracht, daß die große Pyramide zu Gise tatsächlich keine Ausnahmestellung unter ihresgleichen einnimmt, daß sie nicht auf mathematisch-geographischer Grundlage sich aufbaut, sondern mit den einfachen Hilfsmitteln des alten Ägyptens entworfen und ausgeführt ist. Hoffentlich räumen die lehrreichen und klar begründeten Darlegungen von Borchardt nun endlich mit dem Zahlenschwindel und dem mathematischen Beiwerk auf, das durch das letzte Jahrhundert hindurch der Cheops-Pyramide eine dauernd unberechtigte Stellung im Kulturleben des Altertums eingeräumt hat. Wer die Werke Eyths kennt, sollte auch den Borchardtschen Vortrag lesen. M. F.

## MITTEILUNG DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Berlin NW 7, Sommerstr. 4a.

### Mitgliederbeiträge.

Gemäß Beschluß der außerordentlichen Mitgliederversammlung am 28. Februar d. J. sind die Beiträge wie folgt festgesetzt:

1. Mitglieder, für die die Voraussetzungen zu 2 und 3 nicht zutreffen . . . . . . . . . 2000,— M
2. Mitglieder des VDI . . . . 1800,— „
3. Junioren (Studierende) . . . 500,— „

Studierende, die nicht in der Lage sind, den Beitrag in voller Höhe zu zahlen, werden gebeten, dies ohne besondere Angaben der Geschäftsstelle mitzuteilen. Aus den Reihen der Mitglieder hat sich eine große Zahl bereit erklärt, diese Unterschiedsbeiträge für die Studierenden zu übernehmen.

Die Mitglieder werden gebeten, ihren Beitrag bis spätestens 1. Juli auf unser Postscheckkonto Berlin Nr. 100329 einzuzahlen. Eine besondere Aufforderung erfolgt nur an diejenigen, die diese Zeitschrift nicht halten.

Beiträge, die in der bisher festgesetzten Höhe für 1923 bereits gezahlt sind, sind bei Übersendung des neuen Beitrages abzuziehen.

Die Ortsgruppen werden gebeten, die Bekanntgabe über die Erhöhung des Beitrages unter ihren Mitgliedern außerdem noch zu veranlassen.

Berlin, den 10. März 1923.

Die Geschäftsstelle.

## STELLENÜBERSICHT.

51. 2 Dipl.-Ing. für Techn. Büro und zur Bauleitung von Eisenbetonbauten für 1. April ges. Baufirma Herrmann Klammt, Königsberg i. Pr. (D. Bztg. 21. II.)

52. Dipl.-Ing., erfahr. Statiker mit guten Kenntnissen im Brücken- und Schiebebrückenbau von größerem süddeutschen Werk ges. Angeb. unter M. M. 205 an Ala Haasenstein und Vogler, Frankfurt a. M. (Zentralbl. 21. II. u. 28. II.)

53. Techn. Stadtrat mit längerer prakt. Erfahrung im städt. Bauwesen, für Gas-, Wasser- und Elektrizitätswerke, Badeanstalten, Zentralheizungen, Fuhrparkwesen, Kläranlagen usw. ges. Grundgehalt 42—62 000 M. Bew. a. d. Oberbürgermeister d. Stadt Gleiwitz. (Zentralbl. 21. II.)

54. Dipl.-Ing., Anfang bis Mitte der Dreißiger, als techn. Aufsichtsbeamter zur Revision bautechn. Betriebe in Bezug auf Unfallverhütungsvorschriften lebenslänglich mit Pensionsberechtigung ges. Ges. mit Kennwort „Bewerbung" a. d. Rhein. Westfälische Baugewerks-Berufsgenossenschaft, Sektion II, Dortmund. (D. Bztg. 7. III.)

55. Techn. Leiter für ein linksrheinisches Baugeschäft in Bayern mit laufenden Aufträgen in der Großindustrie ges. Angeb. unter G. 257 a. d. Verlag d. Deutschen Bauztg. (7. III.)

56. Bauing. für Eisenhochbau mit besten statischen Kenntnissen sof. ges. Ges. a. d. Verwaltungs-Abteilung der Danziger Werft, Danzig. (D. Bauztg. 7. III.)

57. Dipl.-Ing. von großer Bau-A.-G. zur Leitung eines Zweigbetriebes im Lausitz-Sächsischen Gebiet ges. Nur erste Kraft mit Erfahrung in Werbetätigkeit, Geschäftsverkehr, Bauleitung. Angeb. unter C. 253 a. d. Verlag d. D. Bztg. (7. III.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin. Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang 31. März 1923 Heft 6

## ÜBER DIE NEUESTEN ERFAHRUNGEN IM GUSSBETONBAU.

Aus einem Vortrage in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, gehalten am 23. November 1922 in der Technischen Hochschule Charlottenburg.

*Von Dr.-Ing. Enzweiler, Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin.*

Im Jahre 1917 wurde vom Ministerium der öffentlichen Arbeiten ein Erlaß bekanntgegeben, der die Gußbetonbauweise wegen der großen Ersparnisse an Arbeitslöhnen gelegentlich in Betracht zu ziehen empfahl; der Erlaß betonte aber gleichzeitig, daß das Urteil über diese neue Bauweise nicht als abgeschlossen gelten könne. Damit hatte die oberste preußische Baubehörde zum erstenmal den Gußbeton an die Seite des bisher in Deutschland allein üblichen Stampfbetons gestellt, ohne indes die so notwendige Anweisung über Zusammensetzung, Prüfung und Verarbeitung des Gußbetons zu geben. Seit dieser Zeit haben sich die Verhältnisse in Deutschland so katastrophal zugespitzt, daß man nicht mehr länger an einer Baumethode vorübergehen darf, von der feststeht, daß sie erheblich an Arbeitskräften spart, lediglich deshalb, weil mit ihr noch nicht genügend Erfahrungen vorliegen. Bei den heutigen Löhnen kann die Ersparnis von Arbeitskräften von so bedeutendem Einfluß werden, daß durch sie die Rentabilität eines Bauwerkes erst ermöglich wird.

In Amerika, wo die höheren Löhne schon vor dem Kriege vorhanden waren, ist seit Jahrzehnten die Gußbetonweise in Blüte. Es ist an der Zeit, daß wir in Deutschland, aufbauend auf diese Erfahrungen, der Gußbetonbauweise unsere erhöhte Aufmerksamkeit widmen.

Das Kriterium des Gußbetons liegt weniger in seiner Zusammensetzung als vielmehr in seiner Einbringung zur Verwendungsstelle. Insofern kann man unter Gußbetonbauten diejenigen verstehen, bei denen der Beton von der Mischmaschine unter Ausnutzung des Schwergewichtes zur Verwendungsstelle teilweise oder vollständig fließt. Um das Fließen des Betons zu erreichen, wird ihm mehr Wasser zugesetzt, als zum Abbinden erforderlich. Hierin liegt der Ausgangspunkt aller Betrachtungen über die Güte und Brauchbarkeit des Verfahrens. Durch den größeren Wasserzusatz wird erstens der Erhärtungsprozeß verlangsamt und damit die Festigkeit des Betons beeinflußt, zweitens erfordert der mit größerem Wasserzusatz hergestellte Beton eine besondere Sorgfalt beim Transport zur Verwendungsstelle, um die Gefahr der Entmischung zu vermeiden. Soll der Gußbeton die Verbreitung erhalten, die ihm mit Rücksicht auf seine Vorteile gebührt, so muß über beide Punkte restlose Klarheit geschaffen werden.

Die Frage des Einflusses des größeren Wasserzusatzes auf die Güte des Gußbetons beschäftigt seit vielen Jahren die deutsche Fachwelt. Hierbei spricht zunächst zugunsten des Stampfbetons ohne Zweifel die Tatsache, daß er seit Jahrzehnten in Deutschland mit gutem Erfolg verbreitet ist und daß viele und gründliche Prüfungsergebnisse vorliegen, während der Gußbeton immerhin nur auf wenige Ausführungen in Deutschland zurückblicken kann. Es sind in Deutschland Prüfungen von amtlichen Stellen vorgenommen worden, die Vergleichswerte der Festigkeit des Stampfbetons und Gußbetons zeigen. Das Materialprüfungsamt in Berlin-Lichterfelde hat bei einer Reihe von Versuchen an erdfeuchtem, weichem und flüssigem Beton festgestellt, daß die Würfelfestigkeiten sich etwa wie 1:0,7:0,5 nach 28 Tagen Erhärtungsdauer verhalten.

Die geringere Würfelfestigkeit des Gußbetons nach 28 Tagen muß zugegeben werden. Die Zahlenwerte dagegen dürfen nicht ohne Vorbehalte herangezogen werden für die Rückschlüsse auf die Bauwerksfestigkeit. Es ist bekannt, daß die Bauwerksfestigkeit beim Stampfbeton nur etwa 80 vH. der Laboratoriumsfestigkeit beträgt, da wohl kaum die Sorgfalt einer Laboratoriumsarbeit auf Baustellen verlangt und erreicht werden kann. Bei Gußbeton dagegen fällt dieser Unterschied fort, da die Gefahr ungenügenden Stampfens und ungenügenden Wasserzusatzes für richtiges Erhärten hier nicht in Frage kommt. Außerdem wird die Beurteilung der Güte des Gußbetons aus der Laboratoriumsfestigkeit mit Recht bekämpft unter Hinweis auf die Tatsachen, daß die Gußbetonwürfel in eisernen Formen zum Abbinden gelangen, während sie auf der Baustelle unter anderen günstigeren Umständen erhärten. Es ist ohne Zweifel, daß der größere Wassergehalt des Gußbetons im Bauwerk herabgedrückt wird durch Verdunstung und durch natürliches Abfließen, so daß der Wassergehalt des Gußbetons beim Mauerwerk geringer ist als der beim Laboratoriumsversuch. Auf Veranlassung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton hat das Materialprüfungsamt in Berlin-Lichterfelde Parallelversuche von Gußbeton in eisernen Formen und in Gipsformen gemacht, wobei sich die interessante Feststellung ergab, daß der in Gipsformen zum Erhärten gebrachte Gußbeton um 50 vH. höhere Festigkeitswerte ergab als der in Eisenformen erhärtete. Auch die Dresdener Versuchsanstalt, die ähnliche Versuche angestellt hat, fand bei Gips- und Holzformen eine um 30 vH. höhere Festigkeit als bei Eisenformen. Diese Beobachtungen haben eine solche Wichtigkeit, daß es unbedingt erforderlich ist, sie auf weitere Grundlagen zu stellen, um Vorurteile gegen den Gußbeton zu beheben, die aus falschen Anschauungen heraus geboren sind. Bezeichnet man die Würfelfestigkeit des Stampfbetons im Laboratorium mit 1, so würde seine Bauwerksfestigkeit mit 0,8 angegeben werden können; die Bauwerksfestigkeiten des Gußbetons dagegen unter Verwertung des oben Gesagten müßten betragen 0,75 bzw. 0,65, d. h. nach 28 Tagen ist die Bauwerksfestigkeit des Gußbetons etwa 80 vH. der Bauwerksfestigkeit des Stampfbetons. In den meisten Fällen spielt jedoch die Festigkeit des Bauwerkes nach 28 Tagen keine ausschlaggebende Rolle. Ganz besonders trifft dies zu bei großen Bauwerken mit erheblichen Betonmassen, für die die Gußbetonbauweise in erster Linie in Frage kommt. Wenn man dies berücksichtigt, so muß man die Vergleichszahlen zwischen Gußbeton und Stampfbeton nicht nach 28 Tagen, sondern nach viel längerer Erhärtungsdauer heranziehen. Die neuesten Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom Jahre 1922 geben an, daß der Gußbeton im Laufe von etwa 16 Monaten die Festigkeit des Stampfbetons einholt, eine Zeit, die bei Berücksichtigung der Bauwerksfestigkeiten noch kürzer ausfällt. Noch klarere Verhältnisse liefert der Vergleich von Stampfbetonwürfel und Gußbetonwürfel, die aus dem Bauwerk selbst entnommen sind. Das Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde hat im Jahre 1914 Würfel aus einer Straßenbrücke über die Ruhr, bei welcher, eigens zum Vergleich, Gußbeton und Stampfbeton nebeneinander hergestellt wurden, abgedrückt und dabei festgestellt, daß der Gußbetonwürfel 72 vH. des Stampfbetonwürfels an Festigkeit nach 5½ Monaten Erhärtungsdauer ergab.

Man hat vorgeschlagen, zur Erzielung einwandfreier Resultate an Stelle der Würfelfestigkeiten beim Gußbeton auf die Balkenbiegefestigkeit im Laboratorium überzugehen, da hier die Mängel des Prüfungsverfahrens nicht vorkommen. Auch ist die Forderung laut geworden, Gußbetonwürfelproben überhaupt nicht mehr auszuführen, sondern stets die Festigkeit des Gußbetonbauwerkes festzustellen aus den Prüfungsergebnissen von erdfeuchtem Beton gleicher Zusammensetzung.

Ich will hier nicht näher darauf eingehen; jedenfalls erkennt man, daß einwandfreie Prüfungsbestimmungen äußerst notwendig sind.

In diesem Zusammenhang interessieren noch Vergleiche zwischen Stampfbeton und Gußbeton in bezug auf Dichtigkeit. Hierüber liegen eine Reihe von Versuchen vor. Absolute Wasserdichtigkeit kann naturgemäß nur bei genügendem Zementgehalt im Beton erzielt werden. Die absolute Dichtigkeit wird jedoch beim Gußbeton mit demselben Zementzusatz früher erreicht als beim Stampfbeton. Es liegt das wohl darin, daß der Gußbeton unter dem höheren Wasserzusatz besser eingeschlemmt und inniger gelagert wird, als das unter der Wirkung des Stampfers zu erreichen ist. Die Abbildung 1 zeigt eine Vergrößerung des Querschnittes eines Gußbeton- und eines Stampfbetonwürfels derselben Mischung. Die Würfel sind aus dem Bauwerk der Berliner Nord-Südbahn ausgestemmt, wo Gußbeton und Stampfbeton nebeneinander vorgekommen sind. Es handelt sich also bei den Proben hier um Gußbeton mit Berliner Kiessand. Es ist zu erkennen, daß der Gußbetonwürfel ein innigeres Gefüge und damit auch größere Dichtigkeit aufweist als der Stampfbetonquerschnitt. Beim Schotterbeton wird das innigere Gefüge dadurch erreicht, daß möglichst alle Korngrößen vom Sand zum Schotter im Beton vertreten sind, eine Forderung, die übrigens zum Zwecke eines guten Fließens beim Schottergußbeton gestellt werden muß.

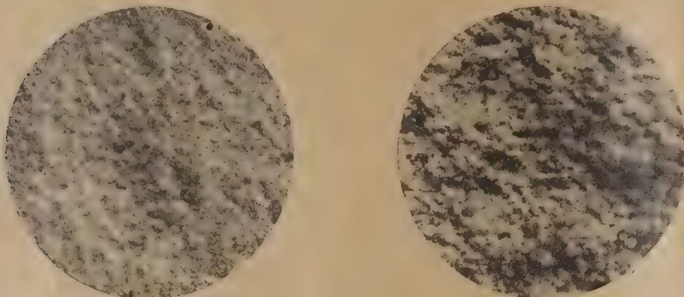


Abb. 1. Gußbeton- und Stampfbetonwürfel.

Bei der Ausführung von Gußbetonbauten tritt nun die Frage auf, wieviel Wasser soll denn nun dem Beton zugesetzt werden. Ein bestimmter Prozentsatz läßt sich nicht angeben. Der Gußbeton soll soviel Wasser bekommen, als er nötig hat, um in einer Rinnenneigung von 25—30° zu fließen. Je nachdem, aus welchen Bestandteilen der Beton zusammengesetzt ist, ist zur Erreichung der Fließbarkeit ein verschiedener Wassergehalt nötig. Der Berliner Kiessand braucht im allgemeinen 16—17 vH. des Volumens der festen Stoffe, um bei obenerwähnter Neigung zu fließen, während der gröbere Kies, der in Süddeutschland vorkommt, wegen seiner geringeren Hohlräume nur 10—11 vH. benötigt, um flüssigen Beton daraus zu erhalten.

Diese Zahlen sind selbst jedoch nicht als feststehende Werte anzusprechen, da sie sich ändern können, je nach der Feuchtigkeit der Witterung und je nach den Bindemittelmengen.

Die zweite Frage, die beim Gußbeton von Interesse ist, ist die Entmischungsgefahr. Sie ist lediglich eine Frage der Ausführung und soll mit dieser zusammen besprochen werden. Auch die übrigen, bei Einrichtung einer Gußbetonanlage wichtigen Faktoren, wie Ausbildung der Rinnen, Aufhängung derselben, Einrichtung der Mischanlagen, werden zweckmäßig an Hand der Ausführungen selbst erörtert.

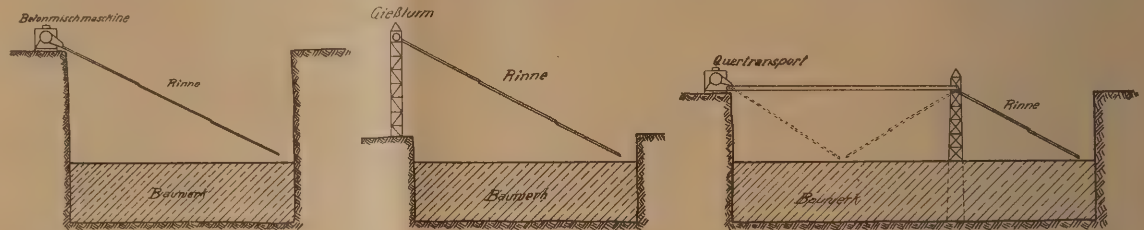


Abb. 2. Verschiedene Grundformen der Gußbetonanlagen.

Wenn man die verschiedenen außereuropäischen und europäischen Gußbetonanlagen überblickt, so ist es schwer, bei der Mannigfaltigkeit der Ausführungen diese in einheitliche Grundformen einzuordnen. Die Einrichtungen, die je nach dem vorhandenen Gefälle im Gelände und je nach der räumlichen Ausdehnung des Bauwerkes verschieden sind, lassen sich vielleicht am übersichtlichsten in die folgenden, auf der Abbildung 2 dargestellten drei Hauptausführungen eingliedern:

Gruppe I: Gußbetonanlagen, bei denen das Gefälle für das Anlegen einer Gießrinne im Gelände vorhanden ist;

Gruppe II: Gußbetonanlagen, bei welchen das Gefälle für die Gießrinnen künstlich durch Anordnung besonderer Gießtürme geschaffen wird;

Gruppe III: Gußbetonanlagen, bei welchem Gießturm und Gießrinne ganz oder teilweise durch Quertransporteinrichtungen ersetzt werden. Innerhalb dieser 3 Grundformen gibt es natürlich Kombinationsmöglichkeiten.


Abb. 3. Gußbeton beim Bau der Hemelinger Schleuse.

Als Beispiel für die Gruppe I können folgende Ausführungen angesprochen werden:

Die Gußbetonanlage beim Bau der Hemelinger Schleuse im Jahre 1913 (Abb. 3). Das vorhandene Gefälle im Gelände reicht hier aus, um ohne Hilfskonstruktion den Gußbeton zu gießen. Diese Fälle sind bei geringen Querausdehnungen des Bauwerkes oder bei vorhandenem ausreichenden Gefälle im Gelände möglich. Mit dieser Anlage sind 30 000 m³ teilweise Schotterbeton, teilweise Kiesbeton gegossen worden. Die Mischmaschinen sind fahrbar entlang der Baugrube eingerichtet.

Die Rinnenneigung war ursprünglich steiler angenommen, als für den Gußbeton dienlich, so daß die Schotterbestandteile im Beton vorauseilten und dadurch der Beton entmischt wurde. Erst bei einer Neigung der Rinne von 25—35° gegen die Horizontale begann der Beton gleichmäßig zu fließen. Die Erfahrung bei der Anlage hat bereits gezeigt, daß zum guten Fließen des Betons es ferner erwünscht ist, Sand in möglichst allen Korngrößen bis zur gewählten größten Kornstärke zu verwenden, wobei das Steinmehl als besonders wichtiger Bestandteil im Sande bleiben muß. Auch die Schotterstücke, soweit es sich um Schotterbeton handelt, sollen möglichst verschiedene Korngrößen aufweisen. Die Gußbetonanlage bei der Hemelinger Schleuse gab gleichzeitig einen Aufschluß über die Eignung der verschiedenen Mischmaschinensysteme für Gußbetonanlagen insofern, als hier drei Typen gleichzeitig in Betrieb waren, und zwar die Ransome-Mischmaschine, die Dreis-Mischmaschine und die frühere Gauhe & Gockel-Mischmaschine. Es hat sich nicht herausgestellt, daß die Bauart einer der drei Mischmaschinen unzweckmäßig für Gußbeton gewesen sei. Man hört vielfach die Forderung, bei Gußbetonanlagen nur sogenannte kontinuierliche Mischer zu verwenden, wie es die Ransome-Mischmaschine ist. In der Tat sind die Ransome- und auch die Dreis-Maschinen mit ihrer drehbaren Trommel die weitaus verbreitetsten. Die Rührwerkmaschinen mit feststehender Trommel wie die Sonthofenschen und die neueren Gauhe & Gockelschen Maschinen haben sich in bezug auf die Güte des herzustellenden Betons so bewährt, daß sie deshalb für den Gußbeton nicht ausgeschaltet werden können, weil sie nicht kontinuierlich mischen. In den meisten Fällen wird zwischen Mischer und Gießrinne ein Fülltrichter eingeschaltet, bei dem die Wirkung des kontinuierlichen Mischens an und für sich schon ausgeschaltet ist.

Nimmt die Bauwerksausdehnung einen größeren Umfang an, so kommt als wichtigste Frage die Aufhängung der Rinnen bei gleichzeitiger Aufrechterhaltung ihrer Beweglichkeit in den Vordergrund. In der Abbildung 4 ist die Gußbetonanlage beim Kraftwerk Töging am Inn, das zurzeit im Bau ist, schematisch dargestellt, bei welcher die günstigen Geländeverhältnisse für den Gußbeton restlos ausgenutzt werden konnten. Die Querausdehnung des Bauwerkes beträgt hier etwa 100 m. Die auf

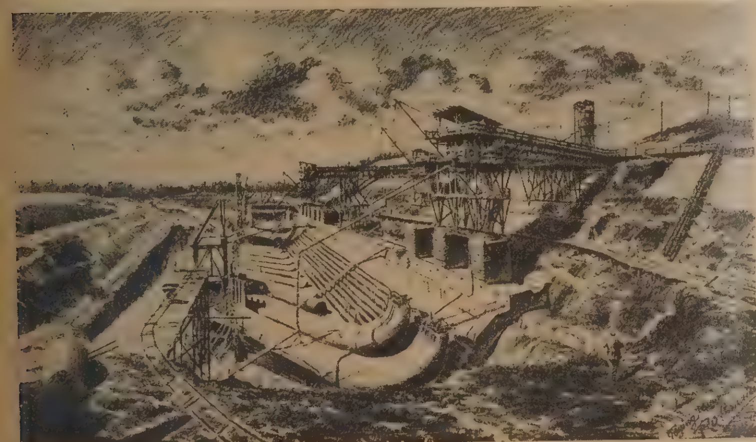


Abb. 4. Kraftwerk Töging am Inn.

dem Bilde erkenntlichen drei Mischer sind mit der gesamten Rinnenanlage fahrbar eingerichtet, so daß die Längsseite des Kraftwerkes ohne Drehung von Rinnen, die in der Ausführung verwickelter ist, bestrichen werden kann. Mit dieser Anlage sollen 75 000 m³ Gußbeton eingebracht werden. Die gewählten Einrichtungen verbürgen neben Erzielung großer Leistungen auch durch die Einfachheit der Betonierung große Wirtschaftlichkeit.

Die Frage der Rinnenaufhängung bedarf bei allen Ausführungen besonderer Überlegungen. Die weitaus üblichste Lösung ist die der Aufhängung an Derricks mit Hilfe von Flaschenzügen, so daß die aufgehängte Rinne ohne Abbau beweglich ist.

Ich will hier gleich das Wesentlichste einschalten über die Ausbildung der Rinnen und deren Gelenke.

Die Rinnen die zur Verwendung kommen, sind fast bei allen Gußbetonanlagen aus Blech von einer Stärke von 1,5 bis 2 mm. Sie haben in Deutschland meist ovales Profil von 30—40 cm Weite und mindestens 20 cm Tiefe, während



Abb. 5. Gelenkausbildungen im Gußbetonbau.

in Amerika fast nur halbkreisförmige Rinnen üblich sind. Zur Aufhängung sowie gleichzeitig zur Unterstützung werden sie mit winkelartigen Ansätzen versehen und meist mit einer starken Längsrippe verstärkt. Die Lebensdauer derartiger Rinnen wird mit etwa 15 000 m³ Beton berechnet, vorausgesetzt, daß die Rinnen gut gereinigt und gewaschen werden. Es wird möglich sein, die Lebensdauer zu verlängern, indem man besondere auswechselbare Schutz- und Verkleidungsbleche in die Rinnen einlegt.

Einer besonderen Behandlung bedürfen die Gelenkpunkte der Rinnen, die leicht drehbar sein müssen und gleichzeitig zum Aufhängen eingerichtet werden, ohne Betonverstopfungen zu befürchten. In der Abbildung 5 sind drei der üblichsten Gelenke dargestellt: oben das sogenannte Ransome-Gelenk, wobei die untere Rinne mit einer Öse versehen ist, die obere mit einem Haken, in welchen die untere Rinne eingehängt wird. Auf der unteren Rinne ist ein ovaler Mantel aufgenietet, der den gleichmäßigen Durchfluß von der einen Rinne in die andere gewährleisten soll. Unter diesem Gelenk ist das Laakewoodsche Gelenk dargestellt. Die untere Rinne ist hier mit einem Spurkranz versehen, welcher in einem an die oberen Rinne befestigten Laufkranz drehbar aufgehängt ist. Im Gegensatz zum Ransome-Gelenk ist die Verbindungsstelle vollständig geschlossen. Die in Deutschland meist verwendete Gelenkform ist links auf der Abbildung zu sehen. Die untere Rinne, durch die ein Bolzen durchgeht, wird an einer Kette in die obere Rinne oben eingehängt. Beide Rinnen legen sich teleskopartig ineinander. Die obere Rinne ist ebenfalls mit einer Kette aufgehängt, die im Innern der Rinne an einen Bolzen anschließt. Auf dem Bilde ist noch eine Ransome-Klapprinne dargestellt, die es ermöglicht, auch Zwischenrinnen in die Hauptrinne einzuschalten. Diese Zwischenrinnen werden gespeist, indem ein Stück der Rinne aufklappbar eingerichtet ist; beim Umklappen öffnet sich der Rinnenboden, die Klappe schließt gleichzeitig den weiteren Rinnenlauf ab.

Besonders günstig hinsichtlich des Gefälles für die Gießrinnen sind die Talsperren. Bei diesen Bauwerken, die mit

ihrem großen Massenverbrauch eines der dankbarsten Felder für den Gußbeton sind, konnte sich in Europa die Gußbetonbauweise nur schwer einbürgern. Alle Talsperren in Deutschland sind in Mauerwerk oder Stampfbeton hergestellt. Erst in diesem Jahre wird die erste Talsperre in Deutschland, die Schwarzenbachtalsperre im Schwarzwald, in Gußbeton ausgeführt. In Amerika dagegen sind in den letzten 10 Jahren gewaltige Staumauern mit Gußbeton hergestellt worden, auf die noch näher eingegangen wird. Das Studium der Gußbetonanlagen im Talsperrenbau ist deshalb besonders interessant, weil hier die vielseitigsten Anordnungen Platz greifen und mit Rücksicht auf die großen Massenleistungen auch die am besten ausgebildeten Fördereinrichtungen vorkommen. Eine interessante Ausführung, die unter die oben genannte Gruppe I zu rechnen ist, ist die zurzeit in der Schweiz im Bau befindliche Gußbetonmauer der Barberine. Die Abbildung 6 gibt einen Überblick der dort zur Ausführung kommenden Gußbetonanlage. Für den ersten Teil der Mauer reicht das steile Gefälle an der Sperrstelle aus, um von der Betonbereitungsanlage den Beton in Rinnen herunterfließen zu lassen. Für die Aufhängung der Rinnen sind 2 Kabel über die künftige Talsperre hinweg ge-



Abb. 6. Gußbetonanlage bei der Barberine-Talsperre (Schweiz).

spannt, außerdem sind die auf dem Bilde sichtbaren Derricks mit 15 m Ausladung zur Unterstützung der Rinnen-Gelenkpunkte vorgesehen. Wir haben hier eine Kombination zweier Verfahren, wie wir es später noch häufiger sehen werden. Für den oberen Teil der Mauer reicht nämlich das Gefälle im Gelände nicht aus. Es sind zu diesem Zwecke Gießtürme von vornherein angeordnet, die auf dem Bilde zu sehen sind. Für den zweiten Teil der Mauer fällt der Beton demnach in einen Kübel, in welchem er auf den Turm hochgezogen wird, von wo er in die ebenfalls am Turm hochgezogenen Rinnen abfließt.

Die 70 m hohe Talsperre erfordert insgesamt 150 000 $m^3$ Gußbeton, in welchen etwa 20 vH. Felsblöcke miteinbetoniert werden. Es ist die erste Talsperre in der Schweiz, die in Gußbeton errichtet ist. Ihr Bau ist deshalb von besonderem Interesse, weil er in einer Höhe von 1800 m erfolgt, wo die Witterung für die Betonierung im allgemeinen nur 4—5 Monate zuläßt und die Transporte besonders schwierig sind. Die Leistungen, die dort zurzeit erreicht werden, betragen etwa 350 $m^3$ in 11 Stunden, wobei nur zwei Maschinen mit einer Rinne im Betrieb sind, bei Inbetriebsetzung der zweiten Rinne im nächsten Jahr werden unschwer die Leistungen von 500 $m^3$ in 11 Stunden erreichbar sein. Die Rinneneinrichtung ist nach amerikanischem Muster angelegt.

Als nachteilig bei der Einrichtung sind die vielen Aufhängeseile über dem Tal zu verzeichnen, die eine Verwicklung der Seile leicht herbeiführen. Die Rinne selbst ist ebenfalls wenig zugängig für evtl. Verstopfungen. Im vorliegenden Falle werden die Kabelkräne, die im wesentlichsten zur Versetzung der Felsblöcke angeordnet sind, gleichzeitig herangezogen, um die Rinnen zu reinigen. Zu diesem Zwecke fahren im Kabelkrankübel die Bedienungsmannschaften an die Rinne heran. Der Gußbeton wird in drei Mischungen hergestellt, und zwar je nach der Beanspruchung der Mauer 200 kg Zement bis 300 kg Zement auf 1 $m^3$ Schotter.

Eine weitere Gußbetonanlage, bei welcher das Gefälle der Örtlichkeit voll ausgenützt ist, stellt der Talsperrenbau



Abb. 7. Talsperrenbau bei St. Antonio (Spanien).

bei St. Antonio in den spanischen Pyrenäen dar, die weitaus größte Staumauer Europas, die im Jahre 1916 in Gußbeton mit Felseinlagerungen fertiggestellt wurde.

Abbildung 7 zeigt eine Darstellung der Ausbildung der Rinnen sowie Betonierung der ersten Hälfte der Staumauer, wobei das vorhandene Gefälle von 100 m Höhenunterschied



Abb. 8. Gußbeton beim Bau des Spauldingdammes (Amerika).

zur Verfügung stand. Die Anlage ähnelt in mancher Beziehung der vorher beschriebenen Anlage der Barberinetalsperre. Die Aufhängung der Rinnen erfolgt hier auf einem besonderen Gerüst, zum Teil auf der ebenfalls in der Abbildung erkenntlichen Derricks. Ebenfalls ist die Verwendung von Felsblockeinlagerungen bei der Betonierung der Sperre vorgesehen gewesen, und zwar wurden etwa 22 vH. Felsblöcke eingelagert. Beim zweiten Teil der Gußbetonmauer in größerer Höhe, für welchen, wie bei der Barberinetalsperre, das Gefälle für die Gießrinne nicht mehr ausreichte, ist das System gewechselt worden. Während man bei der Barberinetalsperre einen Gießturm zur Schaffung des nötigen Gefälles einschaltete, ist man bei der St. Antonio-Talsperre zum Quer-Transport mittels Kabelkränen übergegangen. Die Betonmischmaschinen gossen für den oberen Teil der Mauer ihren Inhalt auch in Rinnen, die jedoch in Kübeln endigten. Diese Kübel sind dann mit den Kabelkränen an

die Stelle verfahren worden, wo betoniert wurde. Mit diesen Einrichtungen ist die 270 000 m³ fassende Talsperre in verhältnismäßig kurzer Zeit hergestellt worden. Die mittlere Tagesleistung, die erreicht wurde, betrug 900 m³ Beton in zwei Schichten.

Die große Leistung ist nur dadurch möglich geworden, daß auf dem Felshang eine gewaltige Betonbereitungsanlage eingerichtet wurde. Die 82 m hohe Talsperre wurde in 2½ Jahren gebaut, eine Leistung, die bei Verwendung von Mauerwerk niemals erreicht worden wäre. —

Bei den amerikanischen Talsperrenbauten finden wir, daß das Gefälle in ähnlicher Weise für die Betonierung der Anlage ausgenutzt ist. Ein charakteristisches Beispiel dafür ist der Bau des Spauldingdammes in Amerika im Jahre 1913 (Abbildung 8), wobei 320 000 m³ Gußbeton hergestellt wurden. Von den hochgelegenen vier Mischmaschinen mit einer Gesamtlieferfähigkeit von 2000 m³ in 24 Stunden fällt eine feste Rinne im Zickzack am Hang herunter in einer Neigung von 25°. Diese Rinne, als Sammelrinne für den Beton, ist in ihren Abmessungen außerordentlich groß gewählt worden.

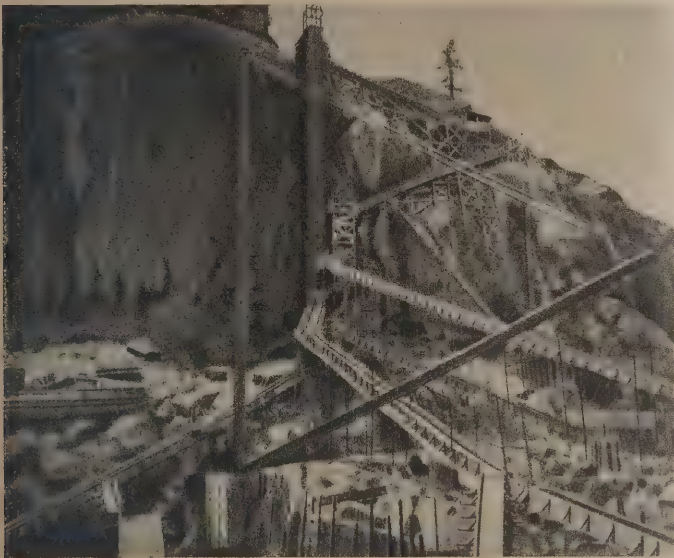


Abb. 9. Rinnenausbildung beim Spauldingdamm (Amerika).

Sie hatte bei einer Breite von 60 cm eine Tiefe von 70 cm. An der Sperre selbst (Abbildung 9) teilt sich die Sammelrinne in eine Reihe von einzelnen auf die Mauer abgestützten Teilrinnen, die je nach der Entfernung zur Verwendungsstelle entsprechend höher an die Sammelrinne angeschlossen sind. In diesem Falle sind die Rinnen einzeln auf die Mauer abgestützt. Die Derricks, die im Bilde zu erkennen sind, dienen in erster Linie zum Versetzen der Felsblöcke, die auch hier, wie bei den vorher beschriebenen Talsperren, im Gußbeton versenkt wurden. Im Gegensatz zu den genannten Ausführungen fällt diese Baueinrichtung dadurch auf, daß weder Kabelkräne noch sonstige Drahtseile zur Aufhängung der Rinnen verwendet wurden. Für den höher gelegenen Teil der Sperrmauer war auch hier eine Kombination vorgesehen insofern, als der Beton später in einem, auf der Abbildung ersichtlichen Holzturm hochgezogen wurde, um alsdann wieder in den Rinnen, die jeweilig auf der Mauer verlegt wurden, herabzufließen.

Alle bisher angeführten Beispiele müssen zu der Gruppe gerechnet werden, welche unter Ausnutzung des Gefälles den Beton in einfachen Gießrinnen zur Verwendungsstelle gelangen lassen. Es gibt eine Reihe von Ausführungen, wo von vornherein das Gefälle im Gelände nicht zur Verfügung steht. Hierher gehören Brückenbauten sowie der ganze Betonhochbau. Für diese Bauwerke kommt fast ausschließlich die Verwendung des Gießturmes in Frage. Der Gießturm ist so verbreitet, daß er allgemein als charakteristisches Zeichen der meisten Gußbetonanlagen angesprochen wird. Mit dem Gießturm, der in einer Höhe von 10—100 m ausgeführt wird, kann man sich in gewissen Grenzen jeder räumlichen Ausdehnung eines Bauwerkes anpassen. Erreicht dabei der Gießturm eine Höhe, die aus praktischen Gründen unerwünscht ist, so besteht die Möglichkeit, das Gefälle durch Hintereinanderschaltung mehrerer Gießtürme zu unterteilen.

Eine Ausführung mit Hilfe eines 20 m hohen Gießturmes, bei welcher gleichzeitig bewiesen werden soll, daß auch für kleinere Anlagen der Gußbetonbau wirtschaftlich sein kann, ist die beim Bau des Umformerwerkes der Nordsüdbahn in Berlin angewandte Einrichtung (Abbildung 10). Mit Hilfe dieses Turmes sind nur 3000 m³ Gußbeton hergestellt worden,



Abb. 10. Gußbetonturm beim Bau des Umformerwerk der Nord-Südbahn (Berlin).

dabei sind etwa $^1/_3$ der Ausgaben erspart worden, gegenüber der normalen Herstellung mit Stampfbeton.

Der Turm selbst wird in Holz oder zweckmäßiger in Eisen hochgeführt und zur Unterstützung der Rinnen mit einem Ausleger versehen. Die über den Auslegerstützpunkt weiterführende Rinne wird vielfach als sogenannte Fliegerrinne ausgebildet, wie aus der Abbildung zu ersehen ist, die mit einem Gegengewicht für eine volle Betonrinne versehen wird. Die Fliegerrinnen sind trotz der Häufigkeit ihres Vorkommens im Betrieb nicht musterhaft, wenn es nicht gelingt, sie automatisch auszubalanzieren. Ist der Gießstrom ein starker, dann neigt sich der Flieger infolge seines Übergewichtes, so daß er eine unruhige Bewegung bekommt und damit das gleichmäßige Fließen beeinflußt. Es gibt 2 grundsätzlich verschiedene Verfahren bei Verwendung der Gießtürme. Bei dem einen, auf dem Bilde dargestellten, wird das Betonmaterial trocken mit Hilfe des Aufzuges in die oben auf dem Turm eingebaute Mischmaschine verfahren. Zwischen Rinne und Mischmaschine wird bei tieferer Lage der Rinne ein senkrechtes Betonfallrohr eingeschaltet.



Abb. 11. Bau der Papierfabrik Cham (Schweiz).



Abb. 12. Gußbetonanlage beim Bau der Schleuse in Geestemünde.

Im Gegensatz zu der eben erwähnten Anordnung kann die in dieser Abbildung (11) dargestellte Gußbetonanlage für den Bau der Papierfabrik Cham bei Zürich bezeichnet werden, insofern, als die Mischmaschineneinrichtung hier am Fuße des Turmes angeordnet ist, so daß der fertige Beton am Gießturm hochgezogen wird. Die Gießrinne wird hier mit Hilfe eines Schlittens an dem Gießturm hochgeführt. Diese Anordnung entspricht dem amerikanischen System Laakewood, auch sind die Gelenkpunkte hier Laakewoodsche Gelenke. Die Aufhängung der Rinnen selbst bietet keine wesentlichen Neuheiten. Bei der Abbildung ist sie übersichtlich dargestellt. Der obere Gelenkpunkt ist am Derrick aufgehängt, die unteren Gelenkpunkte an zwei Laufkatzen, die auf einem über die Mittelachse des Baues gespannten Drahtseil aufruhen und verschiebbar sind. Der Vorteil dieser Anordnung liegt in der Möglichkeit, die Gießtürme selbst leichter zu bauen, als wenn die Betonmischmaschinen oben auf dem Turm aufsitzen. Anderseits ist bei den hoch angeordneten Mischmaschinen die Möglichkeit vorhanden, daß der Beton, ohne sich im Fahrstuhlkübel abzusetzen, unmittelbar in die Gießrinnen fließt. Die vielen angeführten Beispiele in Amerika und Europa, bei welchen der Beton nicht unmittelbar von der Mischmaschine in die Rinnen gelangt, zeigen jedenfalls, daß das Hochziehen des Gußbetons in Kübeln keine Mängel aufweist, die zur Verwerfung des Verfahrens führen. Es wird später noch darauf hingewiesen, daß die meisten Gußbetonanlagen das Prinzip, nur mit Gießrinnen zu arbeiten, nicht durchhalten können und daß vertikale und horizontale Transporte mit Gußbeton häufig nötig geworden sind und ohne Schaden durchgeführt wurden.

Zurzeit befindet sich in Deutschland eine Gußbeton anlage mit Gießtürmen im Bau, die an Größe an die Seite der amerikanischen gestellt werden kann. Es ist dies die Anlage zum Bau der Schleuse des Fischereihafens in Geestemünde, ein Bauwerk, bei welchem 70 000 m³ Gußbeton hergestellt werden und bei welchem eine Ausdehnung von 200 m von einem Gießturm aus bestrichen werden soll (Abb. 12.) Die Abbildung zeigt die in voller Ausführung begriffenen Gußbetonarbeiten. Der Hauptgießturm hat eine Höhe von 70 m; auf ihm sind zwei Mischmaschinen aufgestellt, und zwar hat man zur Erreichung größerer Leistungsfähigkeit Betonmischer in zwei Etagen angelegt, die gleichzeitig arbeiten, so daß in einem Turm zwei getrennte Gießanlagen vereint sind. Die Anlagen sind eingerichtet für eine Leistung von 800 m³ in zwei Schichten, eine Leistung, die nur dadurch möglich ist, daß das Heranschaffen der Materialien für den Beton möglichst automatisch an die Aufzüge der Gießtürme erfolgt. Seitlich des Hauptgießturmes sind zwei Hilfsgießtürme angeordnet, um den Hauptturm nicht noch höher bauen zu müssen. Abweichend von den bisher geschilderten Anlagen ist hier die Verwendung der gewaltigen Schalgerüste für die Schleusenmauer zu erwähnen, die als räumliche Holzfachwerke ausgebildet sind und so Stützpunkte für die Aufhängung der Rinnen bilden.



Abb. 13. Gießturm beim Bau der Hetch-Hetchy-Mauer in Amerika.

Eine Ausführung, die sowohl hinsichtlich der Größe des zu verwendenden Gießturmes als auch hinsichtlich der abweichenden Zubringereinrichtung zum Gießturm Beachtung verdient, ist die zurzeit im Bau befindliche Hetch-Hetchy-Mauer (Abb. 13) zur Wasserversorgung der Stadt San Fran-

cisco. Der Gießturm hat die größte, bisher für provisorische Zwecke errichtete Turmhöhe von 107 m und ist für vier Aufzüge eingerichtet. Während bei den meisten Talsperren das natürliche Gefälle für Gießrinnen ausgenutzt ist, liegt hier die ganze Mischmaschinenanlage am Fuße des Turmes. Die Bindemittel, die oben am Hang ankommen, werden mit Hilfe von Schnecken in die Silos gebracht, von wo aus sie wiederum mit Schnecken zu den automatischen Wagen kommen. Von hier aus gelangen sie mit zwei Stahlblechröhren an den Fuß des Verteilungsturmes, zu welchen auch die Steine und Sandmengen in der Talsohle herangefahren werden. Vor den Mischmaschinen sind unten nochmals kleine Silos eingeschaltet. Der Beton wird, wie beim amerikanischen Verteilungsturm üblich, in Kübeln hochgezogen und in die oben auf dem Turm angebrachten Rinnen abgekippt. Mit Hilfe dieses Turmes sind Leistungen von 2000 m³ in zwei Schichten à 8 Stunden geleistet worden.

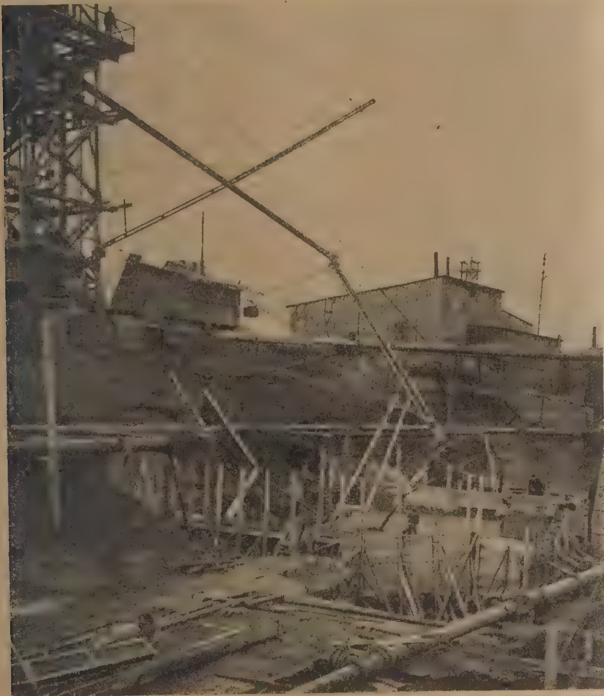


**Abb. 14.** Gußbetonanlage beim Bau des Kraftwerks Farge a/Weser.

Insgesamt sind für die Betonierung 365 000 m³ Gußbeton zu machen. Die Arbeiten gehen zurzeit ihrem Ende entgegen.

Die bisher gegebenen Beispiele zeigen feste Gießtürme, von denen aus als Zentralpunkt die Betonierung des Bauwerks erfolgt. Der Gedanke, die Gießtürme selbst f a h r b a r einzurichten, bietet Vorteile, da auf diese Weise die Längsausdehnung des Bauwerks leichter mit dem Gießturm bestrichen und die Höhe der Türme verringert werden kann. Die Nachteile der Fahrbarkeit der Gießtürme liegen in der Notwendigkeit, die Türme standfester zu machen, um sie verfahren zu können und sie regelmäßig neu zu verspannen. Außerdem sind die Zubringeranlagen für Kies und Zement bei einer zentralen Station leichter herzustellen als bei einer fahrbaren. Ein Beispiel eines fahrbaren Gießturmes ist die auf der Abbildung 14 dargestellte Gußbetonanlage beim Bau des Kraftwerks Farge bei Bremen, wo zurzeit 8000 m³ Gußbetonarbeiten hergestellt werden. Der 20 m hohe, seitlich auf dem Bilde erkennbare Turm mit hochstehender Mischmaschine fährt an der Baugrube entlang mitsamt der Rinnen. Bemerkenswert ist hier die Verwendung mehrerer Fliegerrinnen hintereinander, die einschließlich des Auslegers eine Gesamtreichweite vom Turm aus von 26 m haben.

Ein seltsames Beispiel eines fahrbaren Gießturms ist auf der Abbildung 15 dargestellt. Der Gießturm fand Verwendung in Amerika beim Bau einer Ufermauer am Ohiofluß. Der Gießturm ist auf einen Prahm montiert, auf dem gleichzeitig die Betonbereitungsanlage steht und fährt schwimmend an der Ufermauer entlang, die vollständig vom Wasser aus betoniert wurde. Auch hier sieht man, wie bei allen amerikanischen Ausführungen, daß die Mischmaschinen am Fuße des Turmes stehen. Als Beispiel, wie weit man in der Fahrbarkeit der Gußbetoneinrichtung als Ganzes geht, dient die Gußbetonanlage am Chippawakraftwerk an den Niagarafällen Hier wurde der Gießturm mitsamt der Schalung für die Betonwandung des Kanals als ganzes verfahren. Die Zubringung der Materialien für den Beton erfolgte seitlich von dem Kanal. Auf dem Turm selbst sind Silos für Sand und Schotter mitgeführt worden, die je 15 m³ Inhalt hatten.

Es bleibt noch die dritte Gruppe zu behandeln, d. h. die Gußbetonanlagen, bei denen die Rinnen und Gießtürme teilweise oder ganz durch Quertransporteinrichtungen ersetzt werden. Die Erfahrung hat ergeben, daß der Transport des Gußbetons in Kipploren auf Standgleisen die Entmischungsgefahr stark begünstigt. Beim Verfahren in Kippwagen setzt sich das überschüssige Wasser infolge Zusammenrüttelns des Betons oben auf den Kippwagen ab und geht meistens beim Auskippen der Wagen verloren. Wird der Wagen in Rinnen abgekippt, so fließt das Wasser allein ab und der Beton, der in den Kippwagen als feste Masse nur schwer herauszunehmen ist, besitzt nicht mehr die Eigenschaften des Gußbetons. Sowohl beim Bau der Hemelinger Schleuse als auch namentlich beim Bau der umfangreichen Gußbetonbauten, die während des Krieges auf Helgoland vorgekommen sind, ist diese Methode anfänglich angewendet worden und infolge der geschilderten Mängel bald verlassen. Es soll dieses Verfahren nur dann statthaft sein, wenn einwandfrei dafür Sorge getragen wird, daß die Entmischung vor Einbringen des Gußbetons an die Verwendungsstelle wieder durch geeignete Maßnahmen behoben ist. Zurzeit wird in Norwegen am Glommenfluß das Kraftwerk Solbergfos aus Gußbeton hergestellt, bei welchem die Mischanlage von den beiden Gießtürmen, so weit entfernt ist, daß der Beton in Kippkarren an die Türme herangefahren werden muß, von wo aus in üblicher Weise der Beton hochgezogen und in Rinnen zum Abfluß gebracht wird. Es ist nicht bekannt geworden, inwieweit bei dieser Anlage die oben angedeutete Entmischungsgefahr beseitigt ist. Auch ein weiteres Moment, auf das bei Gußbetonanlagen Wert zu legen ist, ist hier nicht berücksichtigt, nämlich die Kontinuierlichkeit des Betonfließens in den Rinnen. Abbildung 16 zeigt diese Gußbetonanlage, von der Landseite aus gesehen, auf welcher die Zubringergleise zu den Türmen zu erkennen sind. Die gewaltigen Gerüste, die auf dem Bilde erkenntlich sind, erklären sich dadurch, daß sie gleichzeitig als Träger der Schalung mit herangezogen werden.



**Abb. 15.** Fahrbarer Gießturm beim Bau einer Ufermauer am Ohio Fluß.

Eines der häufigsten Mittel, um die Quertransporte des Gußbetons zu den Rinnen oder zu den Gießtürmen zu bewirken, bildet der K a b e l k r a n. Ich habe bereits bei Besprechung der

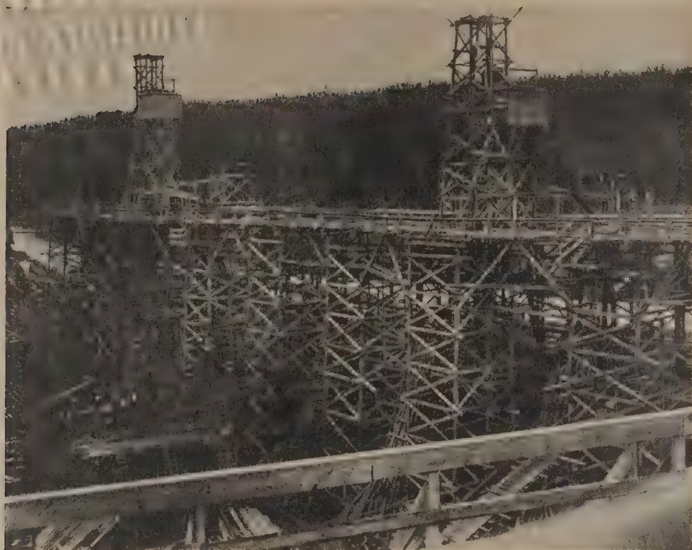


Abb. 16. Gußbetonanlage für das Kraftwerk Solbergfos (Norwegen).

Gußbetonanlage der Staumauer in St. Antonio in Spanien erwähnt, daß zur Betonierung des oberen Teiles der Mauer von der Gießrinne abgegangen wurde und mit Hilfe von Kabelkränen der Transport des Gußbetons bewerkstelligt wurde. Es wurde hier der Beton von der Mischmaschine in Kübel horizontal verfahren an die Stellen, wo die Kabelkräne die Kübel in Empfang nehmen.



Abb. 17. Modell der Schwarzenbachtalsperre in Baden.

Bei der bereits erwähnten Schwarzenbach-Talsperre im Schwarzwald, die im Jahre 1923 betoniert werden soll, ist der Transport des Gußbetons in ähnlicher Weise beabsichtigt. Abbildung 17 gibt die Aufnahme eines Modelles dieser Talsperre. Im Gegensatz zu den bereits gezeigten Talsperren sind hier die Hänge verhältnismäßig flach. Es ist beabsichtigt, den Gußbeton von der Mischmaschinenanlage, die rechts auf dem Bilde erkennbar ist, in einer Gießrinne auf die Hälfte der Staumauerhöhe herunterfließen zu lassen, von wo aus die auf dem Bilde sichtbaren Kabelkräne den Beton in Kübeln in Empfang nehmen und ihn an die Verwendungsstelle verbringen. Es sind hier vier Kabelkräne vorgesehen, da auch der Transport der Felsblockeinlagerung mittels Kabelkränen und Derricks erfolgt.

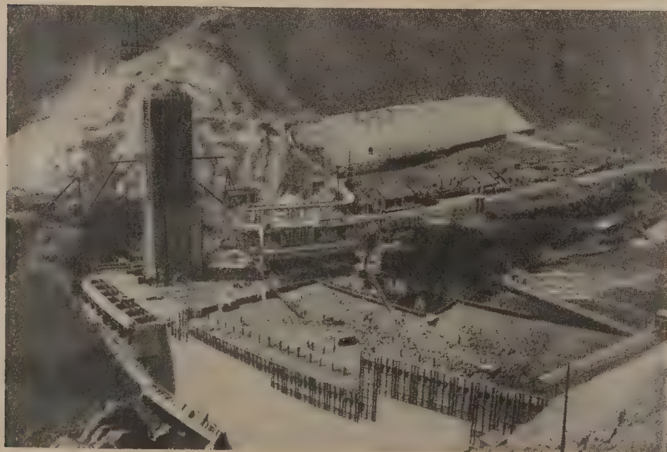


Abb. 18. Arowrockmauer (Amerika).

Eine interessante Kombination der Kabelkräne mit Gießrinnen ist beim Bau der Arowrock-Mauer in Amerika zur Anwendung gekommen (Abb. 18). Bei dieser Mauer, die eine der höchsten Amerikas ist, sind 530 000 m³ Gußbeton mit Felsblockeinlagerungen eingebaut worden. Die Felsblöcke betrugen etwa 20 vH. der Betonmasse. Um ein Bild der gewaltigen Abmessungen zu geben, sei hier erwähnt, daß die größte Höhe der Mauer 105 m beträgt, bei einer größten Stärke von 70 m. Der Beton wurde in drei unabhängigen Mischanlagen, die in Höhe des Mauerfußes stehen und die seitlich auf dem Bilde erkenntlich sind, hergestellt und von den Mischmaschinen mit Hilfe elektrisch betriebener Kippwagen nach einem Verteilungsturm gefahren. Der Verteilungsturm, auf der Abbildung erkenntlich, ist aus Beton im Mauerquerschnitt vorzeitig hochgeführt. Der Beton wurde von den Mischmaschinen horizontal unter dem Betonverteilungsturm hinweg in einem Tunnel verfahren und in Kübeln abgekippt. Diese Kübel wurden am Verteilungsturm in senkrechten Führungsrinnen hochgezogen und dort vom Kabelkran gefaßt. Am Verteilungsturm ist die Öffnung in der Mauer erkenntlich, durch die die Kübel heraufgezogen werden, desgleichen sind die Führungsrinnen auf dem Bilde sichtbar. Von einem Hang zum andern sind 2 Kabelkräne in Bewegung, die die Kübel nach der Verwendungsstelle verfahren. Die Kübel werden jedoch nicht unmittelbar auf die Mauer entleert, sondern sie entleeren in besondere Verteilungstrichter, die mit kurzen, etwa 20 m langen Gießrinnen versehen sind. Die Verteilungstrichter selbst sind an besonderen Kabeln aufgehängt und ebenfalls dadurch in der Längsrichtung beweglich.

Bei dieser Lösung ist die Gießrinne auf ein Mindestmaß beschränkt.

Die Kabelkräne haben gegenüber den Gießrinnen den Vorteil größter Einfachheit; in der Tat sind die in vielen Windungen schwebend über der Baugrube aufgehängten Rinnen wegen ihrer schweren Zugängigkeit bei Störungen den Kabelkränen unterlegen; anderseits haben die Kabelkräne nur eine beschränkte, im System festgelegte Leistungsfähigkeit; hinzu kommt der Mangel, daß die Kübel der Kabelkräne bei Entleerung um das Maß des Durchhanges des Kabels zwischen vollem und leerem Kübel, das oft mehrere Meter beträgt, in die Höhe gehen und damit den Beton „streuen"; dieser Übelstand kann durch die oben beschriebene kurze Gießrinne wieder ausgeglichen werden, es können auch mit demselben Erfolg langsam ausgießende Kübel Verwendung finden.



Abb. 19. Einbringen von Gußbeton mit Derricks. Kensiko-Mauer (Amerika).

Beim Bau der Wäggi-Talsperre in der Schweiz, wo im Jahre 1923 mit den Gußbetonarbeiten begonnen wird, werden Kabelkrän mit kurzen Gießrinnen gleichzeitig mit

dem üblichen Gießrinnensystem zur Anwendung kommen, so daß hier Vergleiche unmittelbar gewonnen werden.

Zum Schluß möchte ich eine Gußbetonanlage erwähnen, bei welcher weder Gießrinne noch Gießturm Verwendung gefunden hat, sondern bei welcher der ganze Gußbeton in Kübeln allein mit Hilfe von Derricks eingebracht wurde. Es handelt sich um den Bau der Kensiko-Mauer in Amerika, die im Jahre 1913 begonnen wurde und bei welchem die gewaltigen Betonmassen von 1 Million $m^3$ einschl. Felsblockeinlagerungen eingebaut wurden (Abb. 19). Der Beton wurde von den Mischmaschinen auf den Gleisen außerhalb der Mauer in Kübeln verfahren, die von Derricks hochgezogen und in die Mauer abgekippt wurden. Die Hauptarbeit leisteten die Derricks. Die großen Leistungen, die hier erzielt wurden, bis zu 55 000 $m^3$ im Monat, sind nur möglich geworden dadurch, daß eine Reihe von Derricks, zehn an der Zahl, gleichzeitig Arbeit leisten konnten, während man bei Gießrinnen und Kabelkränen die Zahl der Fördereinrichtungen nicht so schnell und so billig vermehren kann. Die Derricks selbst stehen auf der Mauer. Sie sind auf Betonpfeilern abgestützt, welche in den Damm eingebaut wurden. Die Gleise wurden in Stufen von 6 m Höhe mit dem Baufortschritt hochgehoben. Zur Hochhebung der Derricks dienen ausschließlich zwei Kabelkräne.

Vorstehende Beispiele wurden so gewählt, daß man daraus ersehen kann, daß der Gußbeton nicht mehr eine amerikanische Bauweise ist, sondern daß er sich erfreulicherweise in den letzten Jahren auch stark in Europa und in Deutschlahd einführen konnte. Die mannigfaltigen Vorteile des Gußbetons sollen hier nochmals kurz zusammengefaßt werden:

1. Ersparnis an Arbeitskräften, was besonders bei den heutigen hohen Löhnen und dem Mangel an gelernten Handwerkern ins Gewicht fallen dürfte.

2. Größere Unempfindlichkeit bei der Ausführung insofern, als mangelnde Sorgfalt beim Gußbeton nicht die Nachteile mit sich bringt, die beim Stampfbeton sofort auftreten.

3. Wegfall der Blätterteigbildung, wie sie beim Stampfbeton immer wieder beobachtet wird; wo der Gußbeton nicht in einem Guß eingebracht werden kann, ist durch Einlegen von Steinen ohne Mühe eine sichere Fugendeckung erzielt.

4. Größere Leistungsfähigkeit und damit Zeitersparnis bei der Herstellung, ein Vorteil, der gerade heute von ausschlaggebender Bedeutung ist, wo es sich darum handelt, Bauwerke so früh wie möglich ihrem werbenden Zweck zu übergeben.

Es ist erwünscht, daß zur Verbilligung der Einrichtungskosten die Einzelteile der Gußbetonanlage in gewissem Umfange normiert werden und daß die deutsche Maschinentechnik, wie dies in Amerika längst der Fall ist, sich auf dieses Sondergebiet einstellt, um betriebsfertige Gußbetoneinrichtungen auf schnellstem Wege zu liefern.

---

# DIE PRESSLUFTWIRTSCHAFT IN DEN EISENBAUWERKSTÄTTEN.

*Von Oberingenieur Schellewald, Dortmund.*

(Fortsetzung von Seite 137.)

Von wesentlichem Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit des Preßluftbetriebes ist naturgemäß der Zustand der Preßluftwerkzeuge und damit der von diesem abhängige Luftverbrauch derselben. Ein sehr handlicher Apparat zur Bestimmung des Luftverbrauchs ist der von der Demag in Duisburg gebaute Luftmesser System „Heinrich", mit dem es möglich ist, die verbrauchte Luftmenge in cbm freie Luft auf die Minute bezogen in einfachster Weise abzulesen. Der Messer, Abb. 4, der in die Druckluftleitung vor dem zu prüfenden Werkzeug eingeschaltet wird, besteht aus einem starken, sich nach oben erweiternden Glasrohr, in dem sich ein Aluminiumschwimmer auf- und abbewegt. Der Schwimmer bleibt je nach der Menge der durchströmenden Luft in einer bestimmten Höhenlage stehen. Die auf dem Glasrohr angebrachte Teilung gibt nun die durchströmende Preßluftmenge in Kubikmeter freier Luft je Minute an. Die für 6 atm Druck eingerichtete Teilung besitzt nach den Angaben des Lieferwerkes eine Genauigkeit von ± 1 vH. Der Druck im Messer wird an einem an dem Messer angeschlossenen Manometer abgelesen. Für einen andern Druck wie 6 atm kann die im Messerbereich von 3 bis 8 atm dem jeweiligen Druck entsprechende Luftmenge durch Vergleich der Ablesung mit einer dem Luftmesser beigegebenen Schaulinie durch einfache Umrechnung bestimmt werden. Bei den üblichen Drücken erübrigt sich die Richtigstellung der Ablesung; der Umrechnungsfaktor beträgt bei 6,5 atm etwa 1,034 und bei 7 atm etwa 1,068.

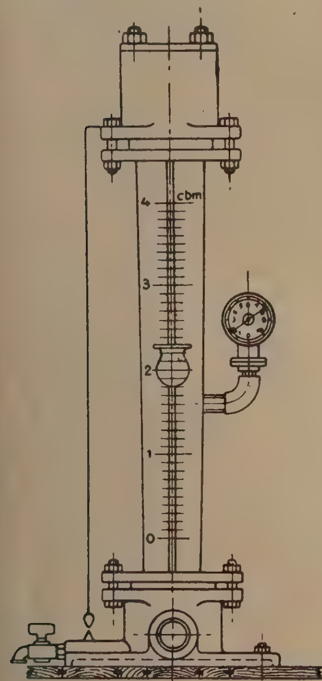


Abb. 4.

Die hohen Schlagzahlen der Preßlufthämmer bedingen auch bei sachgemäßer Behandlung einen verhältnismäßig großen natürlichen Verschleiß besonders am Schlagkolben und an der Steuerung, auch die Einlaßorgane halten auf die Dauer nicht dicht. Die gebräuchlichen Niethämmer haben im neuen Zustande einen Luftverbrauch an freier Luft von 0,8 cbm /min, die Meißelhämmer einen solchen von 0,6 cbm; nach der Inbetriebnahme steigt der Verbrauch aber in starkem Maße und erreicht bald die von Herrn Dipl.-Ing. Moeller angegebenen Mengen. Die Erfahrung zeigt nun, daß die Hämmer bei einer Verdoppelung der obigen Zahlen noch gebrauchsfähig sind; erst wenn der Luftverbrauch auf das Zweieinhalbfache bis Dreifache des ursprünglichen Luftverbrauchs steigt, werden Klagen über das Nachlassen der Leistung der Hämmer laut. Es ist für die Wirtschaftlichkeit des Preßluftbetriebes von Wichtigkeit, die Grenze des zulässigen Luftverbrauchs festzulegen. Zurzeit werden ausgedehnte Versuche im Betriebe, nicht auf dem Versuchsstand, durchgeführt, um wieviel sich die Herstellungsdauer von Nieten wechselnder Stärke und Länge mit dem zunehmenden Verschleiß der Hämmer ändert; an Hand der gewonnenen Ergebnisse soll die höchstzulässige Grenze des Luftverbrauchs der Hämmer in Abhängigkeit von den Kraftkosten und dem Anschaffungspreise der Werkzeuge bestimmt werden. Gleichzeitig werden Beobachtungen angestellt über die Größe des Werkzeugverschleißes in Abhängigkeit von der Zeit. Es ist beabsichtigt, die gewonnenen Ergebnisse nach der Beendigung der Versuche, deren Dauer mehrere Monate betragen wird, bekanntzugeben.

Kniehebelnietpressen sind in dem in Frage stehenden Betriebe nur in verhältnismäßig geringem Umfange in Gebrauch; daher sind sie nicht in den Bereich der Beobachtung gezogen worden. Da die Steuerung der Pressen aber erfahrungsgemäß sehr stark zum Undichtwerden neigt und schon aus den äußeren Anzeichen, dem Abblasen, auf erhebliche Luftverluste geschlossen werden darf, so muß eine besondere Aufmerksamkeit auf die gute Instandhaltung warm empfohlen werden.

Eine systematische Überwachung der Kompressoren ist noch nicht durchgeführt, die bisherigen Erfahrungen lassen sie jedoch dringend geboten erscheinen. Der Einbau eines Venturimessers mit einer Schreibvorrichtung, welche die Menge der Druckluft, die den Messer durchflossen hat, nach Art eines Wassermessers angibt, war wegen der Höhe der Kosten nicht angängig. Es wird nun versucht werden, die Luftmenge aus der Zahl der Hübe des Kompressors an Hand der Zylinderinhalte und der Diagramme zu bestimmen und sie in Beziehung zum Kraftverbrauch zu bringen. Es ist zu hoffen, daß sich dann Unregelmäßigkeiten im Kompressorbetrieb ohne Schwierigkeiten aufdecken lassen. Es wird ferner, wie schon erwähnt, versucht, den Durchschnittsluftverbrauch der einzelnen Niethämmer auf den einzelnen Niet bezogen und in ähnlicher Weise den täglichen Durchschnittsluftverbrauch der Meißelhämmer zu bestimmen, um auf diese Weise Verbrauchswerte zu ermitteln, die es ermöglichen, aus der Zahl der arbeitenden Werkzeuge und dem Stromverbrauch ohne weiteres zu erkennen, ob die gesamte Anlage, Kompressor, Leitungen und Werkzeuge, in ordnungsmäßigem Zustande ist oder nicht. Nach den bisherigen Erfahrungen ist anzunehmen, daß die noch vorzunehmenden Versuche zu weiteren Verbesserungen und Ersparnissen führen und die aufgewandte Mühe und Arbeit lohnen werden.

Erwähnt sei hier, daß der Stromverbrauch bei Niet- und Meißelhämmern im Durchschnitt etwa 10 bis 12 kWh in der achtstündigen Schicht beträgt, dabei sind drei Stemmhämmer für Blecharbeiten in Betrieb, deren Luftverbrauch, da sie fast andauernd schlagen, recht beträchtlich sein dürfte.

Das Werk besitzt in einem Zweigwerk noch einen zweiten kleinen Preßluftbetrieb, dessen Kraftverbrauch günstiger ist als der des oben angegebenen; auf einen Niet- und Meißelhammer entfallen durchschnittlich in der achtstündigen Schicht 6 bis 8 kWh, wobei aber zu beachten ist, daß Stemmarbeiten nicht erledigt werden, und daß der Durchmesser der geschlagenen Nieten in der Hauptsache 13 mm beträgt. Die Länge der festen Leitungen ohne die Abzweigleitungen beläuft sich auf etwa 150 m, die Zahl der Zapfstellen auf 45. Diesem Umstande ist es zuzuschreiben, daß der Druckabfall zwischen zwei Schichten nur 1,0 bis 1,5 atm beträgt.

Die bislang durchgeführten Verbesserungen haben zu recht beachtenswerten Ersparnissen an Druckluft und damit an Stromkosten geführt; dieser Erfolg ist durch die scharfe Überwachung der Abschlußorgane, der Entnahmestellen, der Schläuche, Kupplungen usw. erreicht worden, also streng genommen, durch die Beseitigung von Unregelmäßigkeiten, von denen jede einzelne für sich betrachtet nur geringfügig ist, während sie zusammengenommen von wesentlicher Bedeutung sind. Die Betriebsbeamten sowie alle Arbeiter, die Preßluft verbrauchen, sind über die Wichtigkeit und den Erfolg der getroffenen Verbesserungen aufgeklärt worden, dies wird auch in Zukunft geschehen; es verdient ausdrücklich erwähnt zu werden, daß erfreulicherweise alle Beteiligten, insbesondere die Nieter und Stemmer ein recht großes Verständnis für die Bestrebung der Betriebsleitung zeigen. In der nachfolgenden Zusammenstellung sind die Mindermengen für die Zeit vom 17. Juli 1922 bis zum 26. Januar 1923 eingetragen. In Spalte 1 sind die einzelnen Monate, in Spalte 2 die Zahl der erfaßten Arbeitstage, in Spalte 3 diejenige Strommenge, welche sich unter Zugrundelegung von 715 kWh je Arbeitstag ergibt, aufgeführt. Die Menge von 715 kWh entspricht dem Durchschnittstagesverbrauch in den letzten Tagen vor dem 17. Juli 1922.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Monat | Arbeits-Tage | Rechnerischer Stromverbrauch kWh | Stromverbrauch für Gebläse kWh | Tatsächlicher Stromverbrauch kWh | Ersparnis kWh | Ersparnis M | Bemerkungen |
| Juli 1922 | 13 | 9 295 | — | 8 957 | 338 | 1 903 | Kein Gebläse in Betrieb |
| August „ | 26 | 18 590 | 780 | 15 305 | 2 505 | 17 535 | 3 „ „ „ |
| September „ | 26 | 18 590 | 780 | 11 260 | 6 550 | 122 158 | 3 „ „ „ |
| Oktober „ | 26 | 18 590 | 1 300 | 9 660 | 7 630 | 172 438 | 5 „ „ „ |
| November „ | 25 | 17 875 | 1 250 | 8 783 | 7 842 | 352 890 | 5 „ „ „ |
| Dezember „ | 24 | 17 160 | 1 200 | 9 378 | 6 582 | 724 020 | 5 „ „ „ |
| Januar 1923 | 22 | 15 730 | 1 100 | 6 855 | 7 775 | 1 555 000 | 5 „ „ „ |
| Summe . . . | 162 | 115 830 | 6410 | 70 198 | 39 222 | 2 945 944 | |

Spalte 4 enthält den Stromverbrauch der in Betrieb genommenen Gebläse für die Nietfeuer, Spalte 5 gibt den tatsächlichen Stromverbrauch an, Spalte 6 die erzielte Ersparnis in kWh und Spalte 7 die Kosten derselben nach den in den einzelnen Monaten gültigen Einheitspreisen für Strom; Spalte 6 enthält also den Betrag von Spalte 3 vermindert um den Betrag in Spalte 4 und 5. Aus der letzten Spalte 8 ist die Zahl der in Benutzung genommenen Gebläse ersichtlich.

Rechnet man die erzielte Ersparnis von M 2 946 000,— nach den Ende der einzelnen Monate gültigen Devisenkursen um, so ergibt sich dieselbe zu 860 Gulden, während die Kosten der Gebläse und Rohrleitungen einschl. Montage 1290 Gulden betrugen und für die Beaufsichtigung 61 Gulden ausgegeben wurden. In Papiermark gerechnet sind die einzelnen Aufwendungen, wie ohne weiteres ersichtlich, längst wieder eingespart worden.

Um die Verminderung des Stromverbrauchs noch anschaulicher darzustellen, ist in Abb. 5 eine Schaulinie aufgetragen, die dem durchschnittlichen Tagesverbrauch für die einzelnen Wochen in dem in der Zusammenstellung behandelten Zeitraum entspricht. Dreimal ist das Abfallen des Verbrauches gestört worden, als infolge baulicher Veränderung der Preßluftbetrieb statt durch den Kompressor I durch einen der übrigen Kompressoren durchgeführt werden mußte. Welche Kompressoren in den einzelnen Zeitabschnitten im Betrieb waren, ist im Schaubild vermerkt. Die Schaulinie gibt den Einfluß zu erkennen, welchen die oben erwähnte, am Kompressor I angebrachte Vorrichtung zum selbsttätigen Stillsetzen des Motors und Kompressors beim Überschreiten des

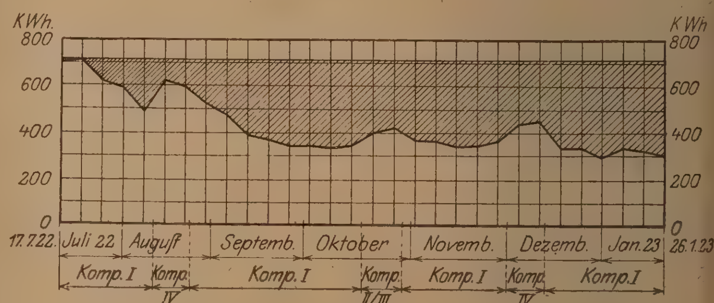


Abb. 5.

Höchstdruckes und zum Wiederanlassen beim Eintritt des Mindestdruckes auf den Stromverbrauch hat. Der Mehrverbrauch der nur mit Leerlaufvorrichtung ausgerüsteten Kompressoren ist recht erheblich. Hervorgehoben sei noch, daß die Zahl der Niet- und Meißelhämmer, die in der in Frage kommenden Zeit täglich in Benutzung war, nur ganz unwesentlichen Schwankungen unterlag, und daß alle vier Kompressoren in gleichem Gebrauchszustand sind. Die in dem Schaubild schraffierte Fläche stellt die in der Zeitspanne vom 17. Juli 1922 bis Januar 1923 erzielte Stromersparnis dar.

Sehr sinnfällig zeigt sich die Verminderung des Luft- und damit des Kraft- und Kohlenverbrauchs auch aus der Tatsache, daß, bevor die erste Arbeit zur Verbesserung der Preßluftwirtschaft, der Umbau der Leitungen, einsetzte, zur Durchführung

## Preßlufttagesbericht vom .................. 19.....

Die Revisionsgänge erfolgten am ............ Uhr vormittags.
............ Uhr nachmittags.

In Betrieb waren:

| Kompressor | I | II | III | IV |
|---|---|---|---|---|
| | Stunden | Stunden | Stunden | Stunden |
| Betriebsstunden . . . . | | | | |
| Reparaturstunden . . . | | | | |
| Reservestunden . . . . | | | | |
| Zählerstand am ......... | | | | |
| " " Stromverbrauch K.-W. | | | | |

| Bezeichnung | Abteilung E | B | W | | insges. |
|---|---|---|---|---|---|
| Niethämmer . . . . . . . | | | | | |
| Meißelhämmer . . . . . . | | | | | |
| Eckbohrmaschinen . . . | | | | | |
| Feldschmieden . . . . . | | | | | |
| Kniehebelpressen . . . . | | | | | |
| Hebezeuge . . . . . . . . | | | | | |
| Gegenhalter . . . . . . . | | | | | |

| Luftdruck am Manometer I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | |

Nach dem anliegenden Kontrollblatt fiel der Luftdruck gestern nach Arbeitsschluß von 6 Atm. auf ......... Atm. in ......... Stunden.

## Undicht waren:

Reservoir . . . . . . . . . . . . №. ..........
Rohrleitung . . . . . . . . . . . №. ..........
Anschluß . . . . . . . . . . . . №. ..........
Wasserabscheider . . . . . . . №. ..........
Ventil . . . . . . . . . . . . . . №. ..........
Schlauch des Arbeiters und Name des Meisters . . . . . . } ..........
Manometer . . . . . . . . . . . №. ..........

Abb. 6a. Vorderseite.

## Temperaturen.

| Kühlwasser: | Preßluft: | Außen: |
|---|---|---|
| a. Zylinder = <br> b. Zwischenkühler = | Austritt Kompressor = | |

## Gebläse-Anlage.

In Betrieb waren:
Ventilatoren . . . . . . . . . . .
Feldschmieden . . . . . . . . . .

Bemerkungen: ..........

Die Untersuchungen auf Dichtigkeit sollen besonders nach Arbeitsschluß und während der Pause vorgenommen werden.

Der Luftschlosser: ..........

Abb. 6b. Rückseite.

des Betriebes neben dem Kompressor I von 15 cbm Leistung gleichzeitig noch mit einem Zusatzkompressor gearbeitet werden mußte, während jetzt nur noch der Kompressor I im Betrieb ist. Die tatsächliche Laufzeit desselben während einer Schicht beträgt zurzeit etwa 2 bis 2½ Stunden; während der übrigen Zeit ist der Kompressor durch die selbsttätige Ausschalt- und Anlaßvorrichtung stillgesetzt.

Die Überwachung des Preßluftbetriebes ist einem Werkzeugschlosser übertragen, der gleichzeitig an der Instandhaltung

Abb. 7.

der Preßluftwerkzeuge, Schläuche, Kupplungen usw. mitarbeitet, er sorgt für das Wechseln der Blätter des Zeitdruckschreibers und liefert dieselben täglich mit einem zugehörigen Tagesberichte ab. Die beiden Revisionsgänge erfolgen zu den verschiedensten Zeiten, jedoch wird tunlichst wenigstens für einen derselben die tägliche Arbeitspause benutzt, um Fehler an den Kupplungen usw. durch das Gehör aufzudecken. Die Durchsicht der Berichte und Schaulinien erfolgt in der Statistik, die ihrerseits entsprechende Mitteilung an die Werksleitung gelangen läßt. Wie aus dem Vordruck des Berichtes Abb. 6 hervorgeht, wird täglich angegeben, mit welchem Kompressor gearbeitet wird, wie hoch der Kraftverbrauch gewesen ist, welche und wieviel Werkzeuge usw. in Betrieb gewesen, welche Schäden gefunden worden sind usw.; ferner werden die Temperaturen des Kühlwassers eingetragen, ebenso die Lufttemperaturen. Der Bericht umfaßt fernerhin noch die Gebläseanlage für die Nietfeuer. Um die früher häufig unberechtigten Klagen der Nieter über ungenügenden Druck der Preßluft auszuschalten, sind in den Werkstätten 10 Druckmesser an den verschiedensten Stellen angebracht, die den Nietern den Druck in den Leitungen vor Augen führen. Die Ablesungen an diesen Druckmessern werden gleichfalls im Bericht vermerkt.

Die gesamten Leitungen sind in Abschnitte eingeteilt, die mit laufenden Nummern versehen sind; ebenso sind die Entnahmestellen einzeln gekennzeichnet; es können auf diese Weise alle Stellen, an denen Schäden auftreten, genau angegeben werden; die Ausbesserungsarbeiten erleiden keinen Aufschub durch Rückfragen und Suchen.

Die Aufzeichnungen des Zeitdruckschreibers bieten übrigens eine Handhabe, bestimmte Unregelmäßigkeiten des Werkstattbetriebes zu erkennen und den beteiligten Beamten und Arbeitern vor Augen zu führen; sie erleichtern auf diese Weise die Überwachung des Betriebes. In Abb. 7 sind in einer Schaulinie verschiedene charakteristische Beispiele eingezeichnet, sie seien nachstehend näher erläutert. Das Zeichen zum Anfang und Ende der Arbeitszeit und der Pause wird durch eine mittels Preßluft betätigte Pfeife gegeben; damit ist ein kleiner bei den Punkten a deutlich bemerkbarer Abfall des Druckes in der Preßluftanlage verknüpft; so ist die Möglichkeit gegeben, noch nachträglich zu prüfen, ob die Zeichen zur richtigen Zeit gegeben worden sind. Nur wenn das Pfeifen während des Ansteigens des Druckes erfolgt, ist keine Änderung im Verlauf der Schaulinie sichtbar. Die Form der Schaulinie bei b am Beginn der Schicht zeigt, daß die Nieter und Stemmer die Arbeit nur langsam aufgenommen haben; es hat etwa eine halbe Stunde gedauert, bis alle Hämmer in Tätigkeit waren. Auch nach der Pause erfolgte die Wiederaufnahme der Niet- und Stemmarbeit nicht rechtzeitig; sie setzte, wie bei c erkenntlich, mit 15 min Verspätung ein. Andererseits haben, wie die Schaulinie bei d und e aufweist, einzelne Nieter und Stemmer schon etwa 20 min vor Schichtende die Arbeit eingestellt; nach weiteren 15 min arbeitete kein Preßluftwerkzeug mehr. Die Betriebsleitung ist in der Lage, an Hand der in bezug auf ihre Richtigkeit unanfechtbaren Aufzeichnungen des Zeitdruckschreibers den beteiligten Beamten und Arbeitern die geschilderten Übelstände jederzeit noch nachträglich vor Augen zu führen und Abhilfe zu schaffen.

Gleichzeitig mit den Verbesserungen des eigentlichen Preßluftbetriebes wurde eine Anlage eingerichtet, um die fühlbare Wärme der Preßluft zu gewinnen, wie dies Herr Dipl.-Ing. Moeller in seiner Arbeit vorgeschlagen hat. Die Preßluft besitzt beim Austritt aus dem Kompressor eine Temperatur von 120° bis 130°, sie wird, bevor sie in den Windkessel tritt, durch eine Heizschlange in einen Warmwasserbehälter von 10 cbm Inhalt geleitet und gibt hier ihre Wärme soweit ab, daß sie mit einer Temperatur von etwa 50° in den Windkessel übergeht. Zur Füllung des Warmwasserbereiters dient das Kühlwasser des Kompressors, es wird während der Schicht aufgespeichert und am Ende derselben in der Waschkaue verbraucht. Bei der Größe der Wärme abgebenden Flächen der Rohrleitungen und des Warmwasserbereiters hat sich die Anbringung eines sorgfältig ausgeführten Wärmeschutzes derselben als notwendig gezeigt. Infolge der geringen Laufzeit

Abb. 8.

des Kompressors von 2 bis 2½ Stunden täglich ist die Wärmeabgabe der Preßluft gerade noch ausreichend, um den Bedarf an warmem Wasser zu decken; ein Überschuß ist nicht vorhanden.

In Abb. 8 ist die Anlage zur Gewinnung der fühlbaren Wärme skizzenhaft dargestellt. Der Warmwasserbereiter A und der Windkessel B sind auf dem Dach des Kompressorhauses, auf dem auch das Filter zum Reinigen der angesaugten Luft

seinen Platz gefunden hat, aufgestellt. Damit wird es ermöglicht, das gewonnene warme Wasser der Waschkaue mit dem natürlichen Gefälle zuzuführen, ferner wird die Rohranlage sehr einfach, endlich wird keine Bodenfläche durch die Warmwasserbereitungsanlage beansprucht. Das Kühlwasser tritt aus der Frischwasserleitung a durch die Rohre b und c in den Kompressorzylinder beziehungsweise den Zwischenkühler und von diesem aus, auf $30^0$ bis $35^0$ angewärmt, durch die Rohre d und e in den Warmwasserbereiter. Die Preßluft nimmt ihrerseits vom Kompressor aus ihren Weg durch das Rohr f in die Rohrschlange g und strömt, nachdem sie vermittels derselben ihre fühlbare Wärme an den Wasserinhalt des Warmwasserbereiters A abgegeben hat, in den Windkessel B und von dort aus weiter. Die Leitungen d, e und f und der Warmwasserbereiter A sind sorgfältig isoliert, ebenso die Leitung nach der Waschkaue. Es muß Sorge getragen werden, daß die Rohrschlange g immer mit Wasser bedeckt bleibt, damit die heiße Preßluft stets die Möglichkeit findet, sich abzukühlen. Von der Wiedergabe der Einzelheiten der Anlage, wie Hähne, Ventile, Wasserabscheider usw., ist Abstand genommen worden, da deren Anordnung von den örtlichen Verhältnissen abhängt und die Planung und Herstellung der Wärmegewinnung sowieso einem in diesem Sonderfach erfahrenen Werke anvertraut werden muß.

Durch die Neuanlage hat sich nicht nur eine beachtenswerte Ersparnis an Brennmaterial ergeben, es ist auch eine erheblich bessere Ausscheidung des Wasserdampfes aus der Preßluft erzielt worden. Die Belästigungen der Nieter und Stemmer durch das mitgerissene Wasser, die namentlich bei feuchter Witterung leicht eintreten, haben aufgehört; die Arbeiter erklären, die Luft sei ,,besser" geworden.

Die gesamten bisher erzielten Ersparnisse werden nachstehend, um ein recht anschauliches Bild zu geben, in Kohleminderverbrauch umgewertet. Damit wird auch den eine eigene Kraftanlage besitzenden Werken ein Hinweis gegeben, daß die Verbesserung der Preßluftwirtschaft für derartige Betriebe aussichtsreich ist. Aus der obenstehenden Zusammenstellung kann entnommen werden, daß die Stromersparnis, soweit sie durch Messung zahlenmäßig festgestellt worden ist, mindestens 350 kWh je Tag beträgt; nun gibt das den Strom liefernde Elektrizitätswerk an, daß der Kohlenverbrauch für die abgegebene Kilowattstunde infolge der Verfeuerung minderwertiger und für die mechanischen Kesselfeuerungen oftmals ungeeigneten Kohlen heute 1,2 kg beträgt. Die erzielte Kohlenersparnis beläuft sich somit auf das Jahr gerechnet auf 350 . 1,2 . 300 = 126 000 kg. Wie erwähnt, beläuft sich der durch den Umbau der Leitungen erzielte Minderverbrauch an Strom gering geschätzt auf 10 000 kWh im Monat, also die Kohlenersparnis je Jahr aus dieser Maßnahme auf 10 000 . 12 . 1,2 = 144 000 kg. Die Gewinnung der fühlbaren Wärme der Preßluft zeitigt einen Minderverbrauch von 40 000 kg Koks im Jahr, zu deren Herstellung $\frac{40\,000}{0,8} = 50\,000$ kg Kohle erforderlich sind. Die Gesamtsumme beträgt 126 000 + 144 000 + 50 000 = 320 000 kg Kohle im Jahr. Diese Zahl läßt deutlich erkennen, von welchem Erfolge die aufgewendete Mühe begleitet ist, dabei ist aber, wie schon erwähnt, zu erwarten, daß noch weitere Ersparnisse, wenn auch nicht in dem bisherigen Ausmaße, erhofft werden dürfen.

---

# ERMITTLUNG DER WIDERSTANDSMOMENTE UND DES KERNS UNSYMMETRISCHER QUERSCHNITTE OHNE BENUTZUNG DER HAUPTACHSEN.

*Von Dr.-Ing. e. h. H. Müller-Breslau.*

In einer längeren, in den Heften 17 und 18 des vorigen Jahrganges dieser Zeitschrift erschienenen Abhandlung behauptet Herr E. Beyerhaus auf Seite 529: ,,Alle in den Handbüchern angegebenen Verfahren zur Bestimmung der Widerstandsmomente und des Kerns, insbesondere bei unsymmetrischen Querschnitten, gehen von den oft sehr unbequem gelegenen Hauptachsen und den Hauptträgheitsmomenten aus, da man eine direkte Beziehung zwischen dem Widerstandsmoment und beliebigen Trägheitsmomenten in Verbindung mit dem Zentrifugalmoment nicht kennt."

Dem halte ich entgegen, daß bereits die 1901 erschienene dritte Auflage des ersten Bandes meiner Graphischen Statik ein Verfahren enthält, auf das im Vorwort mit den Worten hingewiesen wird: ,,Besonderer Wert wurde auf die Gewinnung einfacher Formeln gelegt, welche die Berechnung der Spannungen σ und die Bestimmung des Kerns ohne Zuhilfenahme der Hauptachsen und Hauptträgheitsmomente gestatten."

Dieser erste Band ist zurzeit vergriffen. Durch eine Zusammenstellung der Formeln, die eine wichtige Aufgabe in einfacher Weise lösen und durch deren Erläuterung an einem Zahlenbeispiele hoffe ich, manchem Leser einen Dienst zu erweisen.

## I. Die Spannungen σ.

Wir beziehen den Querschnitt auf ein rechtwinkliges Achsenkreuz x, y, das eine möglichst einfache Ermittlung der Trägheitsmomente $J_x$, $J_y$ und des Zentrifugalmomentes $J_{xy}$ gestattet. Bildet die Kraftlinie mit der x-Achse den Winkel $\alpha_k$ (Abb. 1), so ist der Neigungswinkel der Nullinie durch die Formel bestimmt:

$$\operatorname{tg} \alpha_n = \frac{J_x - J_{xy} \operatorname{tg} \alpha_k}{J_{xy} - J_y \operatorname{tg} \alpha_k} = \frac{J_x \operatorname{cotg} \alpha_k - J_{xy}}{J_{xy} \operatorname{cotg} \alpha_k - J_y} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1$$

Liegt $\alpha_k$ in der Nähe von $90^0$, so muß man den zweiten für $\operatorname{tg} \alpha_n$ angegebenen Ausdruck benutzen, in der Nähe von $\alpha_k = 0$ den ersten[1]).

Das Biegungsmoment M zerlegen wir in das um die x-Achse drehende Moment $M_x = M \sin \alpha_k$ und das um die y-Achse drehende $M_y = M \cos \alpha_k$. Für die Spannung σ im Querschnittspunkte x, y gelten dann die Formeln:

$$\sigma = M_x \frac{y - x \operatorname{tg} \alpha_n}{J_x - J_{xy} \operatorname{tg} \alpha_n} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2$$

$$\sigma = M_y \frac{x - y \operatorname{cotg} \alpha_n}{J_y - J_{xy} \operatorname{cotg} \alpha_n} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3$$

Es sind wieder beide Formeln nötig. Ist $\alpha_k = 0$, also auch $M_x = 0$, so ist die Richtung der Nullinie bestimmt durch:

$$\operatorname{tg} \alpha_n = \frac{J_x}{J_{xy}}$$

und Gl. (2) liefert für σ den Wert 0 : 0. Wird $M_y = 0$, so versagt die zweite Formel; es wird dann:

$$\operatorname{tg} \alpha_n = \frac{J_{xy}}{J_y}$$

Für die Vorzeichen der σ gilt die Festsetzung, daß positive Momente $M_x$ und $M_y$ für sich allein im ersten Quadranten Zugspannungen erzeugen.

### Zahlenbeispiel.

Für den in Abb. 1 dargestellten Querschnitt ist

$$J_x = 151{,}25\,\delta^4, \; J_y = 41{,}25\,\delta^4$$

Sind $x_1$, $y_1$ und $x_2$, $y_2$ die absoluten Werte der Koordinaten der Schwerpunkte und $F_1$, $F_2$ die Inhalte der beiden Rechtecke,

[1]) Führt man $\sin \alpha_n$ und $\cos \alpha_n$ ein, so braucht man nur eine Formel. Das Rechnen mit $\operatorname{tg} \alpha$ und $\operatorname{cotg} \alpha$ verdient aber im allgemeinen den Vorzug.

aus denen der Querschnitt besteht, und wird $x_1 + x_2 = a$, $y_1 + y_2 = b$ gesetzt, so stehen zur Berechnung von $J_{xy}$ die vier Ausdrücke zur Verfügung:

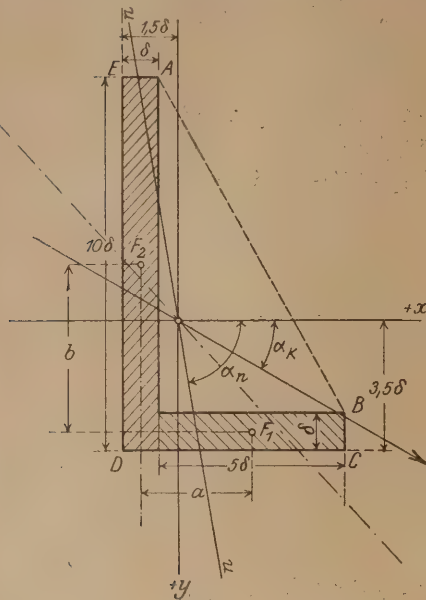


Abb. 1.

$$J_{xy} = F_1 x_1 b = F_1 y_1 a$$
$$= F_2 x_2 b = F_2 y_2 b$$

Wir wählen den ersten und erhalten:

$$J_{xy} = 10\,\delta^2 \cdot \delta \cdot 4{,}5\,\delta = 45\,\delta^4$$

Bildet die Kraftlinie mit der x-Achse den Winkel $30^0$, so ist $\operatorname{tg} \alpha_k = 0{,}577$, mithin:

$$\operatorname{tg} \alpha_n = \frac{151{,}25 - 45 \cdot 0{,}577}{45 - 41{,}25 \cdot 0{,}577} = 5{,}91$$

Die Koordinaten der äußersten Querschnittspunkte B und D sind:

$$y_B = +2{,}5\,\delta, \quad x_B = +4{,}5\,\delta$$
$$y_D = +3{,}5\,\delta, \quad x_D = -1{,}5\,\delta$$

und man erhält nach Formel (2) mit $M_x = M \sin 30^0 = 0{,}5\,M$:

$$\sigma_B = 0{,}5\,\frac{M}{\delta^3}\,\frac{2{,}5 - 4{,}5 \cdot 5{,}91}{151{,}25 - 45 \cdot 5{,}91} = +\frac{M}{9{,}5\,\delta^3}$$

$$\sigma_D = 0{,}5\,\frac{M}{\delta^3}\,\frac{3{,}5 + 1{,}5 \cdot 5{,}91}{151{,}25 - 45 \cdot 5{,}91} = -\frac{M}{18{,}6\,\delta^3}$$

Zu der um $30^0$ geneigten Kraftlinie gehören also die Widerstandsmomente:

$$W_1 = 9{,}5\,\delta^3 \text{ und } W_2 = 18{,}6\,\delta^3$$

Fällt die Kraftlinie mit der y-Achse zusammen, so ist $\alpha_k = 90^0$ und

$$\operatorname{tg} \alpha_n = \frac{J_{xy}}{J_y} = \frac{45}{41{,}25} = 1{,}09$$

Die strichpunktierte Linie in Abb. 1 wird Nullinie. Die äußersten Querschnittspunkte sind nunmehr D und A.

$$y_A = -6{,}5\,\delta, \quad x_A = -0{,}5\,\delta, \quad M_x = M$$

$$\sigma_D = \frac{M}{\delta^3} \cdot \frac{3{,}5 + 1{,}5 \cdot 1{,}09}{151{,}25 - 45 \cdot 1{,}09} = +\frac{M}{19{,}9\,\delta^3}$$

$$\sigma_A = \frac{M}{\delta^3} \cdot \frac{-6{,}5 + 0{,}5 \cdot 1{,}09}{151{,}25 - 45 \cdot 1{,}09} = -\frac{M}{17{,}2\,\delta^3}$$

Zu der mit der y-Achse zusammenfallenden Kraftlinie gehörten:

$$W_1 = 19{,}9\,\delta^3, \qquad W_2 = 17{,}2\,\delta^3 \text{ [2]}$$

## II. Kern und W-Fläche.

Der Kern ist durch den Satz bestimmt: Rollt die Nullinie über den Umfang des Querschnitts, so beschreibt der zugehörige Angriffspunkt den Umfang des Kerns[3]).

Die Koordinaten $x_k$, $y_k$ des zu einer gegebenen Nullinie gehörenden Angriffspunktes sind durch die Formeln bestimmt:

$$\left.\begin{aligned} y_k F &= -\frac{J_x - J_{xy} \operatorname{tg} \alpha_n}{y - x \operatorname{tg} \alpha_n} \\ x_k F &= -\frac{J_{xy} - J_x \operatorname{tg} \alpha_n}{y - x \operatorname{tg} \alpha_n} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (4$$

oder

$$\left.\begin{aligned} y_k F &= -\frac{J_{xy} - J_x \operatorname{cotg} \alpha_n}{x - y \operatorname{cotg} \alpha_n} \\ x_k F &= -\frac{J_y - J_{xy} \operatorname{cotg} \alpha_n}{x - y \operatorname{cotg} \alpha_n} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (5$$

[2]) Im allgemeinen wird man die σ nach (2) oder (3) berechnen, ohne sie erst auf die Form $\sigma = M : W$ zu bringen.

[3]) Die Umkehrung dieses Satzes lautet: Beschreibt der Angriffspunkt die Umhüllungslinie des Querschnitts, so rollt die Nullinie über den Kern.

F bedeutet den Inhalt des Querschnitts. Für x und y sind die Koordinaten eines beliebigen Punktes der Nullinie zu setzen.

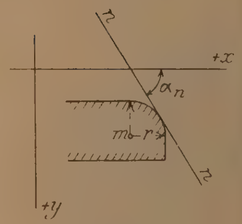


Abb. 2.

Zu jeder geraden Seite des Querschnittsumfanges gehört ein Eckpunkt des Kerns und umgekehrt zu jedem Eckpunkte des Querschnittsumfanges eine gerade Kernseite.

Rollt eine Nullinie über einen Kreisbogen vom Halbmesser r (Abb. 2) und sind $x_m$, $y_m$ die Koordinaten des Mittelpunktes, so ist die Bahn des zugehörigen Angriffspunktes bestimmt durch

$$\left.\begin{aligned} y_k F &= -\frac{J_x \cos \alpha_n - J_{xy} \sin \alpha_n}{J_m \cos \alpha_n - x_m \sin \alpha_n - r} \\ x_k F &= -\frac{J_{xy} \cos \alpha_n - J_y \sin \alpha_n}{J_m \cos \alpha_n - x_m \sin \alpha_n - r} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (6$$

Mit Hilfe dieser Formeln lassen sich Abrundungen von Ecken berücksichtigen. Bei Walzeisenquerschnitten darf man hiervon absehen. Der Einfluß der Abrundungen ist gering, und die Voraussetzungen der technischen Biegungslehre werden für die hier in Betracht kommenden unsymmetrischen Querschnitte nur mangelhaft erfüllt.

Ersetzt man die Koordinaten $x_k$, $y_k$ der Angriffspunkte durch die Werte $Fx_k$, $Fy_k$, so erhält man statt des Kerns die W-Fläche. Es folgt dies aus dem bekannten Satze:

*Widerstandsmoment = Querschnittsinhalt mal Kernhalbmesser.*

Zahlenbeispiel (Abb. 3), Berechnung der W-Fläche für den in Abb. 1 dargestellten Querschnitt. Die über den Querschnittsumfang rollende Nullinie nimmt der Reihe nach die Lagen an:

AB; BC; CD; DE; EA.

Die zugehörigen Eckpunkte der W-Fläche (Abb. 2) bezeichnen wir mit

1; 2; 3; 4; 5.

Ihre Koordinaten liefert der folgende einfache Ansatz, in dem wir $\delta = 1$ setzen.

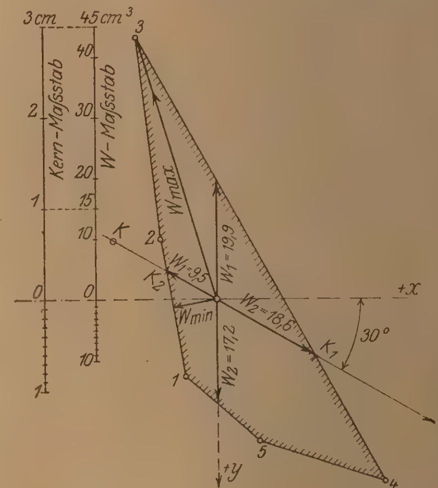


Abb. 3.

Nullinie AB, $\operatorname{tg} \alpha_n = \frac{9{,}0}{5{,}0} = 1{,}8$, $y_B = 2{,}5$, $x_B = 4{,}5$ und nach (4:

$$y_1 = F y_{1k} = -\frac{151{,}25 - 45 \cdot 1{,}8}{2{,}5 - 4{,}5 \cdot 1{,}8} = 12{,}54 \text{ cm}^3$$

$$x_1 = F x_{1k} = -\frac{45 - 41{,}25 \cdot 1{,}8}{2{,}5 - 4{,}5 \cdot 1{,}8} = -5{,}22 \text{ cm}^3$$

Nullinie BC, $\operatorname{cotg} \alpha_n = 0$, mithin nach (5):

$$y_2 = -\frac{J_{xy}}{x} = -\frac{45}{4{,}5} = -10 \text{ cm}^3$$

$$x_2 = -\frac{J_y}{x} = -\frac{41{,}25}{4{,}5} = -9{,}17 \text{ cm}^3$$

Nullinie CD, $\operatorname{tg} \alpha_n = 0$

$$y_3 = -\frac{J_x}{y} = -\frac{151{,}25}{3{,}5} = -43{,}21 \text{ cm}^3$$

$$x_3 = -\frac{J_{xy}}{y} = -\frac{45}{3{,}5} = -12{,}86 \text{ cm}^3$$

Nullinie DE, $\cot g\, \alpha_n = 0$

$$y_4 = -\frac{J_{xy}}{x} = \frac{45}{1,5} = 30\ \text{cm}^3$$

$$x_4 = -\frac{J_y}{x} = \frac{41,25}{1,5} = 27,5\ \text{cm}^3$$

Nullinie EA, $\operatorname{tg} \alpha_n = 0$

$$y_5 = -\frac{J_x}{y} = \frac{151,25}{6,5} = 23,27\ \text{cm}^3$$

$$x_5 = -\frac{J_{xy}}{y} = \frac{45}{6,5} = 6,92\ \text{cm}^3$$

Für eine um 30° geneigte Kraftlinie mißt man, in Übereinstimmung mit der unter I durchgeführten Rechnung,

$$W_1 = 9,5, \quad W_2 = 18,6\ \text{cm}^3,$$

und für eine mit der y-Achse zusammenfallende Kraftlinie:

$$W_1 = 19,9, \quad W_2 = 17,2\ \text{cm}^3.$$

Weiter findet man:

$$W_{max} = 45,1, \quad W_{min} = 7,3\ \text{cm}^3.$$

Neben den W-Maßstab haben wir den Maßstab für den Fall gesetzt, daß die gezeichnete Figur den Kern darstellen soll. Da $F = 15\ \text{cm}^2$ ist, entspricht dem Teilstrich 15 des W-Maßstabes der Teilstrich 1 des Kern-Maßstabes.

Jede Kraftlinie bestimmt zwei Widerstandsmomente $W_1$, $W_2$. Fahrstrahl W und zugehöriger Querschnittspunkt liegen auf verschiedenen Seiten der Nullinie. Versehen wir die Fahrstrahlen W mit Pfeilen, die vom Ursprung nach dem Rande zeigen, und hat der Kraftpfeil entgegengesetzten Sinn wie $W_1$, so sind die Spannungen in den äußersten Querschnittspunkten, deren Lage wir nicht zu kennen brauchen,

$$\sigma_1 = +\frac{M}{W_1}, \qquad \sigma_2 = -\frac{M}{W_2}.$$

In unserm Beispiel gilt im Falle $\alpha_k = 30°$:

$\sigma_1$ für den Punkt B, $\sigma_2$ für den Punkt D

und im Falle $\alpha_k = 90°$:

$\sigma_1$ für den Punkt D, $\sigma_2$ für den Punkt A.

Tritt eine Längskraft N hinzu, die positiv gesetzt wird, wenn sie Zugspannungen erzeugt, so wird:

$$\sigma_1 = \frac{N}{F} + \frac{M}{W_1}, \qquad \sigma_2 = \frac{N}{F} - \frac{M}{W_2}.$$

Es wirke nur ein exzentrischer Druck N im Abstand e vom Schwerpunkt O. Sein Angriffspunkt K liege in der unter 30° geneigten Kraftlinie. Wir betrachten Abb. 3 als Kernfigur; sie wird von der Kraftlinie auf der Gegenseite von $W_1$ in $K_1$ geschnitten und auf der Gegenseite von $W_2$ in $K_2$. Mit den Bezeichnungen[4]):

$$\overline{OK_1} = \frac{W_2}{F} = k_1, \qquad \overline{OK_2} = \frac{W_1}{F} = k_2$$

$$\overline{KK_1} = e_1 \qquad \overline{KK_2} = e_2$$

erhalten wir, da $M = N e$ ist,

$$\sigma_1 = -\frac{N}{F} + \frac{Ne}{W_1} = \frac{N}{W_1}\left(e - \frac{W_1}{F}\right) = \frac{N}{W_1}(e - k_2) = +\frac{Ne_2}{W_1}$$

$$\sigma_2 = -\frac{N}{F} - \frac{Ne}{W_2} = -\frac{N}{W_2}\left(e + \frac{W_2}{F}\right) = -\frac{N}{W_2}(e + k_1) = -\frac{Ne_1}{W_2}$$

Das sind die bekannten Beziehungen zwischen den Spannungen $\sigma_1$ und $\sigma_2$ und den Kernpunktmomenten $N e_2$ und $N e_1$[5]).

---

# VORSCHRIFTEN DER DEUTSCHEN REICHSBAHN FÜR DAS BERECHNEN UND ENTWERFEN EISERNER EISENBAHNBRÜCKEN.

*Von Regierungsbaurat M. Weizel, Karlsruhe.*

***Übersicht:*** Ermittlung der Momente und Querkräfte. — Ermittlung der zulässigen Spannungen für Druckstäbe. — Vorschläge für Hilfstafeln zur Berechnung der Fahrbahnträger und Hauptträger bis etwa 20 m Stützweite von Eisenbahnbrücken nach den neuen Vorschriften.

Die neuen im Frühjahr 1922 vom Reichsverkehrsministerium herausgegebenen Vorschriften sind in den Fachzeitschriften schon mehrfach besprochen worden.

Diese Besprechungen beschränkten sich meistens auf die im Anfang der Vorschriften gegebenen einheitlichen Bezeichnungen häufig vorkommender Rechnungsgrößen und unterzogen diese einer ablehnenden Kritik. Nachdem nun über diese Frage neue Beratungen mit den Vertretern der deutschen Hochschulen gepflogen worden sind, die bald zum Abschluß gelangen sollen (s. Bautechnik 1923, Heft 2), ist eine Erörterung dieses Punktes zurzeit nicht von großem Wert[1]).

Die neuen Vorschriften bringen aber auch verschiedene andere Neuerungen und Abweichungen von der bestehenden Übung, die zu beachten und zu begrüßen sind, weil sie die Arbeit des berechnenden Ingenieurs vermindern und vereinfachen. Auf einige von diesen soll nun eingegangen und zugleich der Weg zu weiteren Vereinfachungen und Erleichterungen der Berechnungsarbeit gezeigt werden.

1. Die Festsetzung bestimmter Lastenzüge (N, E und G) ermöglicht, wenigstens für einfache Balkenträger, den bei weitem am häufigsten Fall, die Entnahme der größten Momente und Querkräfte der Verkehrslast unmittelbar aus Tafeln, wodurch viele Rechnungsarbeit erspart wird.

In Tafel 1 der Vorschriften (Seite 19) sind die nahe der Trägermitte auftretenden Größtmomente für verschiedene Stützweiten zusammengestellt. Im folgenden ist bestimmt, daß die Momente in den übrigen Trägerquerschnitten aus einer Parabel entnommen werden sollen, die mit dem Größtmoment als Höhe aufgezeichnet wird. Dieses Verfahren unterscheidet sich etwas von dem früher vielfach üblichen, nach dem die Linie der Größtmomente aus 2 Parabelstücken mit einer in der Mitte eingeschalteten Geraden von der Länge (0,04 bis 0,06) × Stützweite zu bilden ist. Das neue Verfahren bietet eine wünschenswerte Vereinfachung, besonders da auch die Momentenlinie der ruhenden Last meist eine Parabel ist und daher nun beide Momentenlinien zusammen als einheitliche Kurve aufgezeichnet werden können. Die etwas geringere Genauigkeit des neuen Verfahrens erscheint durchaus unbedenklich. Im allgemeinen ist die bei statischen Berechnungen erzielbare Genauigkeit nach der Art der grundlegenden Voraussetzungen nie so groß, daß auf vereinfachende Annäherungen, die sich erst in der 2. oder 3. Zahlenstelle ausdrücken, aus diesem Grund verzichtet werden sollte.

---

[1]) In den folgenden Ausführungen und Tafeln sind die neu vorgeschlagenen, in der genannten Zeitschrift angeführten Bezeichnungen verwendet.

[4]) Ich verweise auf die in der Theorie der Bogenträger viel benutzten Bezeichnungen:

$$F k_u = W_0, \quad F k_0 = W_u, \quad \sigma_u W_u = +M_0, \quad \sigma_0 W_0 = -M_u$$

[5]) Man vergleiche mit unserem Zahlenbeispiele die von Herrn Beyerhaus auf Seite 556 durchgeführten Berechnungen. Herr Beyerhaus unterscheidet „polarsymmetrische“ und „nicht polarsymmetrische Querschnitte“ und hält für letztere eine „polarsymmetrische Ergänzung“ für erforderlich. Auf Seite 557 schreibt er: „Wir sehen, daß, wiewohl jede Seite der Kernfigur einer Seite der Widerstandsfigur parallel läuft, doch ihre Gestalt eine ganz andere ist, weil für das Widerstandsmoment die polarsymmetrische Ergänzung in Betracht kommt.“

Die Berechnung der Größtquerkräfte der Verkehrslast ist mit den Unterlagen der Vorschriften leider nicht so einfach wie die der Größtmomente. Aus Tafel 3 der Vorschriften auf Seite 21 sind nicht die Größtquerkräfte der Verkehrslast unmittelbar, sondern nur 2 Hilfswerte ($\sum$ P c und $\sum$ P) zu entnehmen, mit denen die Querkräfte erst berechnet werden müssen. Das Verfahren entspricht dem in den früheren preußischen Vorschriften und auch in der „Hütte" angegebenen. Die hierbei zu leistende Rechnungsarbeit ist nicht sehr groß, aber immerhin vorhanden, erfordert Zeit und gibt zu Fehlern Anlaß. Sie kann durch eine Zusammenstellung nach Art der nebenstehenden Tafel 1 erspart werden, aus der die Größtquerkräfte für jeweils 4 Punkte des Trägers unmittelbar ohne weitere Rechnung zu entnehmen sind.

Die zwischen den in der Tafel enthaltenen Stützweiten liegenden Werte können geradlinig oder durch Kurve eingeschaltet werden. Hierbei entsteht ein kleiner Fehler. Bekanntlich ist die Linie der Größtquerkräfte, die durch einen Zug von Einzellasten bei verschiedenen Stützweiten entstehen, keine stetige Kurve, sondern setzt sich aus einzelnen flachen Hyperbelstücken zusammen, wie in Abb. 1 dargestellt ist. Die Abstände der Schnittpunkte S dieser Hyperbelstücke entsprechen den Abständen der Einzellasten.

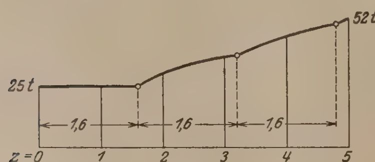


Abb. 1.

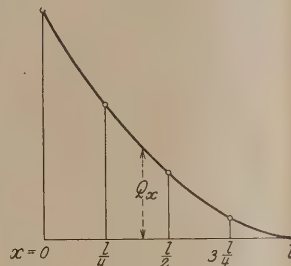


Abb. 2.

Der Fehler, der beim Ersatz dieser Linie durch eine stetige Kurve entsteht, ist wohl kaum größer als derjenige, der in der vorher besprochenen Berechnungsart der Verkehrslastenmomente liegt, und ist aus den dort angegebenen Gründen ebenso unbedenklich. Um die Größtquerkräfte für beliebige Punkte des Trägers zu finden, wird es wohl in den meisten Fällen — besonders bei kleineren Brücken — genügen, die aus der Tafel 1 zu entnehmenden Werte für x = 0, $x = \frac{1}{4}$, $x = \frac{1}{2}$ und $x = \frac{3}{4}$ l aufzutragen und die Endpunkte mit dem Kurvenlineal zu verbinden (s. Abb. 2).

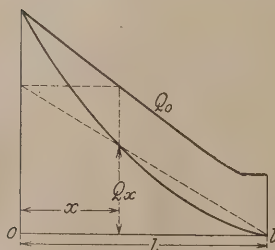


Abb. 3.

Ist in besonderen Fällen, wie vielleicht bei größeren Fachwerkträgern, eine genauere Ermittlung der Größtquerkraft für bestimmte Trägerpunkte erwünscht, so führt das folgende Verfahren rasch zum Ziel. Man trägt die aus der Tafel 1 in der Spalte (x = 0) enthaltenen Werte für die Stützweiten von 0 bis zur Stützweite der Brücke von rechts beginnend auf und erhält so die $Q_0$-Linie (s. Abb. 3).

Die Größtquerkraft an der Stelle x ist dann:

$$Q_x = Q_0 \cdot \frac{x}{l}$$

Die Größe $Q_x$ läßt sich auch zeichnerisch mittelst der in Abb. 3 gestrichelten Linien finden; ein recht anschauliches Verfahren, das wohl jedem ohne weitere Begründung verständlich sein wird.

2. Für die Berechnung von Druckstäben, die durch Knickung gefährdet sind, ist auf Seite 32 der Vorschriften

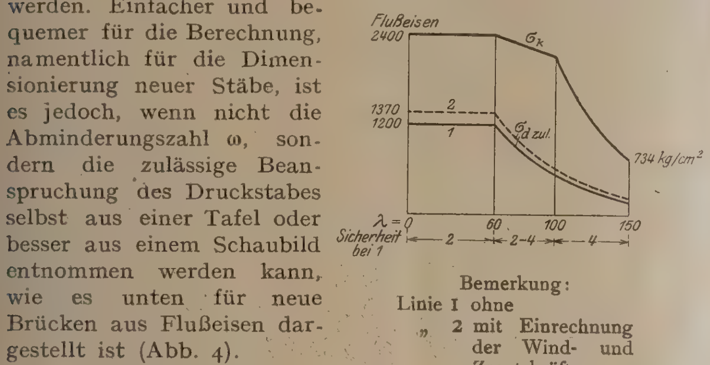
**Tafel 1.**

Größte Querkräfte für 1 Gleis.

| l m | x = 0 | $x = \frac{l}{4}$ | $x = \frac{l}{2}$ | $x = \frac{3l}{4}$ |
|---|---|---|---|---|
| | **Lastenzug N** | | | |
| 1,6 | 25 | 18,8 | 12,5 | 6,3 |
| 2 | 30 | 18,8 | 12,5 | 6,3 |
| 3 | 36,7 | 24,2 | 12,5 | 6,3 |
| 4 | 45 | 27,5 | 15 | 6,3 |
| 5 | 52 | 32,3 | 17 | 6,3 |
| 6 | 60 | 36,3 | 18,3 | 6,3 |
| 7 | 67,9 | 40,7 | 20,4 | 6,8 |
| 8 | 75 | 45 | 22,5 | 7,5 |
| 9 | 83,3 | 49,3 | 24,2 | 8,1 |
| 10 | 91 | 53,8 | 26 | 8,5 |
| 11 | 98,7 | 58 | 28,2 | 8,9 |
| 12 | 105 | 62,5 | 30 | 9,2 |
| 13 | 111 | 66,6 | 31,7 | 9,5 |
| 14 | 117 | 71,3 | 33,9 | 10,2 |
| 15 | 124 | 75,2 | 35,8 | 10,7 |
| 16 | 130 | 78,8 | 37,5 | 11,2 |
| 17 | 137 | 81,9 | 39,7 | 11,7 |
| 18 | 144 | 85,6 | 41,7 | 12,1 |
| 19 | 151 | 89 | 43,4 | 12,4 |
| 20 | 158 | 92,8 | 45,5 | 13 |
| 22 | 172 | 100 | 49,4 | 14,1 |
| 24 | 187 | 108 | 52,5 | 15 |
| 26 | 200 | 116 | 55,4 | 15,9 |
| | **Lastenzug E** | | | |
| 1,5 | 20 | 15 | 10 | 5 |
| 2 | 25 | 15 | 10 | 5 |
| 3 | 30 | 20 | 10 | 5 |
| 4 | 37,5 | 22,5 | 12,5 | 5 |
| 5 | 44 | 27 | 14 | 5 |
| 6 | 50 | 30 | 15 | 5 |
| 7 | 57,2 | 34,3 | 17,2 | 5,7 |
| 8 | 63,8 | 37,5 | 18,8 | 6,3 |
| 9 | 70 | 41,7 | 20 | 6,7 |
| 10 | 75 | 45 | 22 | 7 |
| 11 | 79,2 | 49,1 | 23,6 | 7,3 |
| 12 | 82,5 | 52,5 | 25 | 7,5 |
| 13 | 87 | 55,4 | 26,9 | 8,1 |
| 14 | 91,5 | 57,8 | 28,6 | 8,6 |
| 15 | 96 | 60 | 30 | 9 |
| 16 | 100 | 61,8 | 31,9 | 9,4 |
| 17 | 104 | 64,4 | 33,5 | 9,7 |
| 18 | 107 | 66,7 | 35 | 10 |
| 19 | 111 | 69,6 | 36,3 | 10,5 |
| 20 | 115 | 72 | 37,5 | 11 |
| 22 | 125 | 76,4 | 39,5 | 11,8 |
| 24 | 135 | 80,4 | 41,2 | 12,5 |
| 26 | 143 | 84,2 | 43,5 | 13,5 |
| | **Lastenzug G** | | | |
| 1,5 | 20 | 15 | 10 | 5 |
| 2 | 25 | 15 | 10 | 5 |
| 3 | 30 | 20 | 10 | 5 |
| 4 | 33,8 | 22,5 | 12,5 | 5 |
| 5 | 39,6 | 24,3 | 14 | 5 |
| 6 | 45 | 27 | 15 | 5 |
| 7 | 51,4 | 30,9 | 15,7 | 5,7 |
| 8 | 56,2 | 33,8 | 16,9 | 6,3 |
| 9 | 60 | 37,5 | 18 | 6,7 |
| 10 | 64 | 40,5 | 19,8 | 7 |
| 11 | 68,2 | 43 | 21,3 | 7,3 |
| 12 | 73,3 | 45 | 22,5 | 7,5 |
| 13 | 77,7 | 47,2 | 24,2 | 7,7 |
| 14 | 81,4 | 49,7 | 25,7 | 7,9 |
| 15 | 85,2 | 52,2 | 27 | 8,1 |
| 16 | 90 | 55 | 28,1 | 8,4 |
| 17 | 95,4 | 57,5 | 29,1 | 8,7 |
| 18 | 100 | 59,7 | 30 | 9 |
| 19 | 104 | 61,7 | 30,8 | 9,5 |
| 20 | 108 | 63,9 | 32 | 9,9 |
| 22 | 115 | 69,6 | 34,1 | 10,6 |
| 24 | 122 | 75 | 36,7 | 11,3 |
| 26 | 129 | 79,6 | 38,9 | 12,1 |

| l m | x = 0 | $x = \frac{l}{4}$ | $x = \frac{l}{2}$ | $x = \frac{3l}{4}$ |
|---|---|---|---|---|
| | **Lastenzug N** | | | |
| 28 | 212 | 124 | 58,6 | 17 |
| 30 | 224 | 132 | 61,8 | 17,9 |
| 32 | 235 | 140 | 65 | 18,8 |
| 34 | 246 | 147 | 68,6 | 19,8 |
| 36 | 257 | 155 | 72 | 20,8 |
| 38 | 268 | 162 | 75,4 | 21,7 |
| 40 | 278 | 168 | 79 | 22,8 |
| 42 | 288 | 175 | 82,5 | 23,7 |
| 44 | 298 | 181 | 86,1 | 24,7 |
| 46 | 307 | 187 | 89,8 | 25,5 |
| 48 | 317 | 193 | 93,3 | 26,2 |
| 50 | 326 | 199 | 96,6 | 26,9 |
| 52 | 335 | 205 | 99,8 | 27,7 |
| 54 | 344 | 210 | 103 | 28,5 |
| 56 | 353 | 216 | 106 | 29,3 |
| 58 | 362 | 221 | 109 | 30 |
| 60 | 371 | 226 | 112 | 30,9 |
| 65 | 393 | 240 | 119 | 33 |
| 70 | 415 | 253 | 126 | 35,1 |
| 75 | 437 | 265 | 132 | 37,2 |
| 80 | 458 | 278 | 139 | 39,5 |
| | **Lastenzug E** | | | |
| 28 | 153 | 90 | 45,7 | 14,3 |
| 30 | 161 | 96 | 48 | 15 |
| 32 | 169 | 101 | 50 | 15,9 |
| 34 | 178 | 106 | 51,8 | 16,8 |
| 36 | 186 | 111 | 53,6 | 17,5 |
| 38 | 195 | 116 | 55,5 | 18,2 |
| 40 | 203 | 121 | 57,5 | 18,8 |
| 42 | 211 | 125 | 60 | 19,3 |
| 44 | 219 | 130 | 62,8 | 19,8 |
| 46 | 227 | 135 | 65,2 | 20,2 |
| 48 | 236 | 139 | 67,5 | 20,6 |
| 50 | 244 | 144 | 69,6 | 21,2 |
| 52 | 252 | 149 | 71,5 | 21,7 |
| 54 | 260 | 154 | 73,9 | 22,2 |
| 56 | 268 | 158 | 76,2 | 22,9 |
| 58 | 276 | 163 | 78,5 | 23,4 |
| 60 | 285 | 167 | 80,5 | 24 |
| 65 | 305 | 179 | 85,6 | 25,2 |
| 70 | 325 | 190 | 90,9 | 26,3 |
| 75 | 345 | 202 | 96,2 | 27,5 |
| 80 | 366 | 213 | 101 | 28,8 |
| | **Lastenzug G** | | | |
| 28 | 138 | 83,8 | 40,7 | 12,9 |
| 30 | 145 | 87,8 | 42,6 | 13,5 |
| 32 | 153 | 92 | 45 | 14 |
| 34 | 160 | 95,5 | 47,7 | 14,6 |
| 36 | 166 | 100 | 50 | 15 |
| 38 | 172 | 105 | 52,1 | 15,4 |
| 40 | 178 | 109 | 54 | 16 |
| 42 | 184 | 113 | 55,8 | 16,6 |
| 44 | 190 | 117 | 57,6 | 17 |
| 46 | 196 | 121 | 59,4 | 17,7 |
| 48 | 201 | 124 | 61 | 18,3 |
| 50 | 206 | 128 | 62,6 | 18,9 |
| 52 | 212 | 132 | 64,6 | 19,4 |
| 54 | 217 | 135 | 66,7 | 19,9 |
| 56 | 222 | 138 | 68,8 | 20,4 |
| 58 | 227 | 142 | 70,8 | 20,7 |
| 60 | 231 | 145 | 72,6 | 21,3 |
| 65 | 244 | 152 | 77,1 | 22,9 |
| 70 | 255 | 160 | 81,4 | 24,4 |
| 75 | 267 | 167 | 85,4 | 25,8 |
| 80 | 278 | 174 | 89,2 | 27 |

eine Tafel gegeben, welche die Abminderungszahlen (Knickzahl = ω) enthält, mit denen die zulässige Zugspannung ($\sigma_{zul}$) zu multiplizieren ist, um die zulässige Beanspruchung des Druckstabs ($\sigma_{d\,zul}$) zu erhalten. Diese Abminderungszahlen hängen ab vom Schlankheitsgrad des Stabes $\left(\lambda = \frac{s}{i}\right)$ und der Eisensorte; ihre Festlegung ist in den Vorschriften eingehend begründet und soll hier nicht weiter besprochen werden. Einfacher und bequemer für die Berechnung, namentlich für die Dimensionierung neuer Stäbe, ist es jedoch, wenn nicht die Abminderungszahl ω, sondern die zulässige Beanspruchung des Druckstabes selbst aus einer Tafel oder besser aus einem Schaubild entnommen werden kann, wie es unten für neue Brücken aus Flußeisen dargestellt ist (Abb. 4).




Bemerkung:
Linie 1 ohne
„ 2 mit Einrechnung der Wind- und Zusatzkräfte.

Abb. 4.

Diese Darstellung gibt gleichzeitig ein anschauliches Bild der einem gegebenen Schlankheitsgrad (λ) entsprechenden Knickspannung ($\sigma_k$), der zulässigen Druckspannung ($\sigma_{d\,zul}$) und damit auch der vorhandenen Sicherheit gegen Ausknicken $\left(n = \frac{\sigma_k}{\sigma_{d\,zul}}\right)$, die sich jeweils aus den abgegriffenen Werten $\sigma_k$ und $\sigma_{d\,zul}$ leicht berechnen läßt. Bei kleinen und mittleren Brücken wird es sich für den Konstrukteur im allgemeinen empfehlen, die Druckstäbe der Hauptträger so steif zu machen, daß ein elastisches Ausknicken überhaupt nicht in Frage kommt, also λ unter 60 liegt; in diesem Fall kann ebenso wie bei Zugstäben mit einer festen zulässigen Spannung (z. B. bei neuen Brücken aus Flußeisen 1200 kg/cm²) gerechnet werden.

3. Die Festlegung der Belastungen, Beanspruchungen und Rechnungsverfahren durch die neuen Vorschriften gestatten ferner, die Berechnung der Eisenbahnbrücken in viel weitergehendem Maß zu erleichtern und zu vereinfachen, als es bisher gebräuchlich und möglich war. Auf diese Möglichkeiten von Arbeitsersparung soll nun hingewiesen werden. Schon öfter haben Fachgenossen vorgeschlagen, Normen für kleinere und mittlere Brücken aufzustellen, um Entwurfs- und Berechnungsarbeit in jedem Einzelfall zu sparen. Dies bietet jedoch mehr Schwierigkeiten, als es anfänglich scheint. Zunächst müßten alle schiefen Brücken aus der Normung ausscheiden, da die Kreuzungswinkel allzu verschieden sind. Aber auch bei geraden Brücken wird die Form der Hauptträger sehr oft durch örtliche Verhältnisse (Bauhöhe, Anpassung an die Widerlager, Schönheitsrücksichten u. a.) so wesentlich bestimmt, daß starre Normen in vielen Fällen nicht brauchbar wären.

Viel leichter und gewinnbringender als die Normung ganzer Brücken ist jedoch die Aufstellung von Hilfstafeln für den Entwurf und die Berechnung einzelner Teile, wie z. B. die Hauptträger kleiner Brücken (Blechträger bis 20 m Stützweite) und die Fahrbahnträger (Querträger, Längsträger) für Brücken jeder Größe. Bei den Fahrbahnträgern liegen Höhe und Stützweite in engen Grenzen, außerdem haben sich für Eisenbahnbrücken wenige brauchbare Typen allgemein eingebürgert, wodurch die vorgenannte Arbeit wesentlich erleichtert ist. Wie diese Hilfstafeln gedacht sind, soll an den folgenden 2 Beispielen gezeigt werden, die für den Lastenzug N und eine zulässige Zug- und Druckspannung von 1,4 t/cm² berechnet sind.

### Beispiel I.

Trogbrücke für 1 Gleis, bestehend aus Hauptträgern, Querträgern und Längsträgern, auf den letzteren Holzquerschwellen, darüber Gedeck aus Bohlen.

Abstand der
Hauptträger b = 3,6 — 5,0 m,
Querträger a = 1,0 — 6,0 m,
Längsträger $b_1$ = 1,6 m
(Abb. 5).

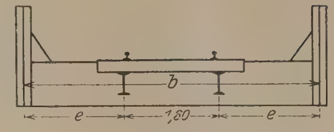



Abb. 5.

a) Längsträger:

Ruhende Belastung für 1 Gleis:

| | |
|---|---|
| Schiene mit Befestigung . . . . . . . . . . . . . | 100 kg/m |
| Schwellen 2 . (2,5.0,24.0,20) m . . . . . . . . . | 240 ,, |
| Gedeck 6 cm stark . . . . . . . . . . . . . . . | 180 ,, |
| Träger . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . | 400 ,, |
| Längsverbindungen . . . . . . . . . . . . . . . | 50 ,, |
| zusammen g = | 970 kg/m |
| rund | 1000 ,, |

Die Momente der Verkehrslast ($M_p$) und die Stoßzahlen (φ) sind den Vorschriften (Seite 19 u. 29) entnommen.

Tafel 2.

Ermittlung des erforderlichen Widerstandsmoments ($W_n$).

| a | 1 Gleis | | | | | 1 Träger | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | φ | $M_p$ | $\varphi M_p$ | $M_g$ | $M = \varphi M_p + M_g$ | M | $W_n$ |
| m | | tm | tm | tm | tm | tm | cm³ |
| 1,0 | 1,64 | 6,3 | 10,3 | 0,1 | 10,4 | 5,2 | 370 |
| 1,5 | 1,64 | 9,4 | 15,4 | 0,3 | 15,7 | 7,8 | 560 |
| 2,0 | 1,63 | 12,5 | 20,4 | 0,5 | 20,9 | 10,5 | 750 |
| 2,5 | 1,63 | 15,6 | 25,4 | 0,8 | 26,2 | 13,1 | 940 |
| 3,0 | 1,62 | 20,2 | 32,7 | 1,1 | 33,8 | 16,9 | 1210 |
| 3,5 | 1,62 | 26,2 | 42,4 | 1,5 | 43,9 | 22 | 1570 |
| 4 | 1,61 | 35 | 56,4 | 2 | 58,4 | 29,2 | 2090 |
| 4,5 | 1,61 | 44,4 | 71,5 | 2,5 | 74 | 37 | 2640 |
| 5 | 1,60 | 53,8 | 86,1 | 3,1 | 89,2 | 44,6 | 3190 |
| 5,5 | 1,60 | 63,2 | 101,1 | 3,8 | 104,9 | 52,5 | 3750 |
| 6 | 1,59 | 72,7 | 115,6 | 4,5 | 120,1 | 60,1 | 4300 |

Häufig werden als Längsträger gewalzte **I** Träger verwendet. Welche Profile jeweils erforderlich sind, zeigt die folgende Tafel.

Tafel 3.

| Normal **I** | | | | Peine **I** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a_{max}$ | h | W | g | $a_{max}$ | h | W | g |
| m | cm | cm³ | kg/m | m | cm | cm³ | kg/m |
| 1,20 | 26 | 442 | 41,9 | 1,12 | 18 | 426 | 51,6 |
| 1,30 | 27 | 491 | 44,9 | — | — | — | — |
| 1,44 | 28 | 542 | 47,9 | — | — | — | — |
| 1,60 | 29 | 596 | 50,9 | 1,58 | 20 | 595 | 64,9 |
| 1,76 | 30 | 658 | 54,2 | 1,95 | 22 | 732 | 71,5 |
| 2,10 | 32 | 782 | 61,1 | — | — | — | — |
| 2,46 | 34 | 923 | 68,1 | 2,56 | 24 | 974 | 87,4 |
| 2,76 | 36 | 1089 | 76,2 | 272 | 25 | 1064 | 91,1 |
| 3,08 | 38 | 1264 | 84 | 2,90 | 26 | 1158 | 94,8 |
| 3,34 | 40 | 1461 | 92,6 | 3,37 | 28 | 1480 | 112,7 |
| 3,66 | 42½ | 1740 | 103,6 | 3,63 | 30 | 1717 | 120,9 |
| 3,94 | 45 | 2037 | 115,4 | 3,93 | 32 | 2016 | 134,5 |
| 4,25 | 47½ | 2318 | 127,9 | 4,07 | 34 | 2173 | 136,5 |
| — | — | — | — | 4,38 | 36 | 2507 | 150,3 |
| 4,60 | 50 | 2750 | 141,3 | 4,53 | 38 | 2682 | 152,5 |
| — | — | — | — | 4,85 | 40 | 3032 | 163,7 |
| 5,38 | 55 | 3607 | 167,2 | 5,07 | 42½ | 3270 | 166,4 |
| — | — | — | — | 5,50 | 45 | 3743 | 181,8 |
| — | — | — | — | 5,73 | 47½ | 4005 | 184,8 |
| — | — | — | — | 6,20 | 50 | 4527 | 200,4 |

b) Querträger:

Ruhende Belastung durch 1 Gleis:

| | |
|---|---|
| Längsträger und Fahrbahn . . . | 1000 a in kg |
| Querträger . . . . . . . . . . | 420 a ,, |
| zusammen | 1420 a in kg |
| auf 1 Auflager $A_g$ . . . . . = | 710 a ,, |

Die an einem Längsträgerauflager wirkende Verkehrslast $A_p$ ist aus den Vorschriften (Seite 24) zu entnehmen. Das erforderliche Widerstandsmoment des Querträgers ist:

$$W_n = \frac{M}{\sigma_{zul}} = \frac{A\,e}{1{,}4},\ \text{wobei}\ A = A_g + \varphi\,A_p\ \text{in t},$$

$$\text{für}\ b = 360\ \text{cm ist}\ e = \frac{1}{2}(360 - 160) = 100\ \text{cm};\quad W_n = 71{,}5\ A$$

$$\text{für}\ b = 500\ \text{cm ist}\ e = \frac{1}{2}(500 - 160) = 170\ \text{cm};\quad W_n = 121{,}5\ A.$$

**Tafel 4.**

Ermittlung des erforderlichen Widerstandsmoments.

| a | φ | $A_p$ | $\varphi A_p$ | $A_g$ | $A = \varphi A_g + A_p$ | $W_n$ a = 3,6 m | $W_n$ a = 5,0 m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| m | | t | t | t | t | $cm^3$ | $cm^3$ |
| 1 | 1,6 | 12,5 | 20,1 | 0,7 | 20,8 | 1490 | 2530 |
| 1,6 | „ | 12,5 | 20,1 | 1,1 | 21,2 | 1520 | 2580 |
| 2 | „ | 17,5 | 28,2 | 1,4 | 29,6 | 2120 | 3600 |
| 2,4 | „ | 20,8 | 33,5 | 1,7 | 35,2 | 2510 | 4270 |
| 2,8 | „ | 23,2 | 37,3 | 2 | 39,3 | 2810 | 4770 |
| 3,2 | „ | 25,0 | 40,2 | 2,3 | 42,5 | 3040 | 5170 |
| 3,6 | „ | 29,2 | 47 | 2,6 | 49,6 | 3540 | 6030 |
| 4,0 | „ | 32,5 | 52,3 | 2,9 | 55,2 | 3950 | 6710 |
| 4,4 | „ | 35,2 | 56,6 | 3,2 | 59,8 | 4280 | 7280 |
| 4,8 | „ | 37,5 | 60,3 | 3,4 | 63,7 | 4550 | 7735 |
| 5,2 | „ | 41,3 | 66,4 | 3,7 | 70,1 | 5010 | 8520 |
| 5,6 | „ | 44,6 | 71,8 | 4 | 75,8 | 5420 | 9205 |
| 6 | „ | 47,5 | 76,5 | 4,3 | 80,8 | 5770 | 9810 |

Für Hauptträgerabstände (b), die zwischen den in der Tafel gegebenen Grenzwerten 3,6 m und 5,0 m liegen, können die $W_n$ ohne Fehler durch geradlinige Einschaltung gefunden werden, die am leichtesten auf zeichnerischem Weg vorzunehmen ist.

c) Hauptträger:

Für Brücken mit einer Stützweite $l = 3$ bis 23 m, deren Hauptträger meistens als Blechträger ausgebildet werden, läßt sich auch das erforderliche Widerstandsmoment der Hauptträger in ähnlicher Weise wie das der Längsträger bestimmen. Man kann annehmen:

Ruhende Belastung für 1 Gleis:

| | | |
|---|---|---|
| Einbau . . . . . . . . | 1400 | in kg/m |
| Hauptträger . . . . . . | 80 l | „ |

im ganzen $g = 1400 + 80\,l$ in kg/m

Die Momente der Verkehrslast ($M_p$) und Stoßzahlen (φ) sind den Vorschriften (s. Seite 19) entnommen.

**Tafel 5.**

Ermittlung des erforderlichen Widerstandsmoments ($W_n$).

| l | 1 Gleis φ | $M_p$ | $\varphi M_p$ | g | $M_g$ | $M = \varphi M_p + M_g$ | 1 Träger M | $W_n$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| m | | tm | tm | t m | tm | tm | tm | $cm^3$ |
| 5 | 1,60 | 54 | 86 | 1,80 | 5,6 | 92 | 46 | 3300 |
| 6 | 1,59 | 73 | 116 | 1,88 | 8,5 | 124 | 62 | 4430 |
| 7 | „ | 99 | 157 | 1,96 | 12 | 169 | 85 | 6070 |
| 8 | 1,58 | 130 | 205 | 2,04 | 16 | 221 | 111 | 7930 |
| 9 | 1,57 | 161 | 253 | 2,12 | 22 | 275 | 138 | 9860 |
| 10 | „ | 198 | 311 | 2,20 | 28 | 339 | 170 | 12 150 |
| 11 | 1,56 | 241 | 376 | 2,28 | 35 | 411 | 206 | 14 720 |
| 12 | „ | 285 | 445 | 2,36 | 43 | 487 | 244 | 17 430 |
| 13 | 1,55 | 329 | 510 | 2,44 | 52 | 562 | 281 | 20 100 |
| 14 | „ | 373 | 578 | 2,52 | 62 | 640 | 320 | 22 900 |
| 15 | 1,54 | 417 | 642 | 2,60 | 73 | 715 | 358 | 25 600 |
| 16 | „ | 461 | 710 | 2,68 | 86 | 796 | 398 | 28 400 |
| 17 | 1,53 | 516 | 790 | 2,76 | 100 | 890 | 445 | 37 800 |
| 18 | „ | 571 | 874 | 2,84 | 116 | 990 | 495 | 35 400 |
| 19 | 1,52 | 632 | 961 | 2,92 | 132 | 1093 | 547 | 39 100 |
| 20 | 1,51 | 693 | 1047 | 3,00 | 150 | 1197 | 599 | 42 800 |
| 21 | „ | 762 | 1151 | 3,08 | 170 | 1321 | 660 | 47 200 |
| 22 | 1,50 | 831 | 1247 | 3,16 | 191 | 1438 | 719 | 51 400 |
| 23 | „ | 912 | 1368 | 3,24 | 214 | 1582 | 791 | 56 500 |

Beispiel II.

Trogbrücke für 1 Gleis mit Hauptträgern, Querträgern und Längsträgern, abgedeckt mit ebenen 1 cm starken Blechen. Über diesen eine Betonschicht zum Schutz der Bleche und Wasserableitung mit 15 cm Höchststärke, darauf das Schotterbett mit 35 cm Mindeststärke.

Abstand der

| | | |
|---|---|---|
| Hauptträger | b = 3,6 — 5,0 m | |
| Querträger | a = 1,0 — 6,0 m | |
| Längsträger | $b_1$ = 0,75 m | (s. Abb. 6). |

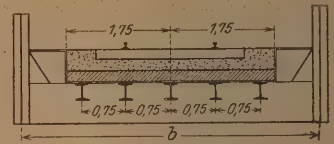



Abb. 6.

Die folgenden Tafeln sind, soweit nichts Besonderes bemerkt ist, in derselben Weise wie im Beispiel I berechnet.

a) Längsträger:

Ruhende Belastung für 1 Gleis:

| | |
|---|---|
| Gleis . . . . . . . . . . . . . . . . . . | 202 kg/m |
| Schotter 3,5 · 0,35 · 2000 . . . . . . . . . | 2450 „ |
| Beton 3,5 · 0,15 · 2200 . . . . . . . . . . | 1155 „ |
| 5 Träger 5 · 135 . . . . . . . . . . . . | 675 „ |
| Abdeckblech 1 cm st. rd. . . . . . . . . . | 520 „ |
| Zuschlag . . . . . . . . . . . . . . . . | 500 „ |
| zusammen | 5500 kg/m |

**Tafel 6.**

Ermittlung des erforderlichen Widerstandsmoments.

| a | 1 Gleis φ | $M_p$ | $\varphi M_p$ | $M_g$ | $M = \varphi M_p + M_g$ | 1 Träger M | $W_n$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| m | | tm | tm | tm | tm | tm | $cm^3$ |
| 1 | 1,50 | 6,2 | 9,3 | 0,7 | 10 | 2 | 143 |
| 1,5 | „ | 9,4 | 14,1 | 1,6 | 15,7 | 3,2 | 229 |
| 2 | 1,49 | 12,5 | 18,7 | 2,8 | 21,5 | 4,3 | 307 |
| 2,5 | „ | 15,6 | 23,3 | 4,3 | 27,6 | 5,5 | 394 |
| 3 | „ | 20,2 | 30,1 | 6,2 | 36,3 | 7,3 | 522 |
| 3,5 | „ | 26,2 | 39 | 8,4 | 47,4 | 9,5 | 680 |
| 4 | „ | 35 | 52,2 | 11 | 63,2 | 12,7 | 908 |
| 4,5 | „ | 44,4 | 66,2 | 13,9 | 80,1 | 16 | 1145 |
| 5 | „ | 53,8 | 80,2 | 17,2 | 97,4 | 19,5 | 1395 |
| 5,5 | „ | 63,2 | 94,2 | 20,8 | 115 | 23 | 1645 |
| 6 | 1,48 | 72,7 | 107,6 | 24,8 | 132,4 | 26,5 | 1895 |

**Tafel 7.**

Verwendbare Profile von I-Trägern.

| Normal I $a_{max}$ | h | W | g | Keine I $a_{max}$ | h | W | g |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| m | cm | $cm^3$ | kg/m | m | cm | $cm^3$ | kg/m |
| 1,2 | 19 | 186 | 24 | — | — | — | — |
| 1,4 | 20 | 214 | 26,3 | — | — | — | — |
| 1,6 | 21 | 244 | 28,6 | — | — | — | — |
| 1,8 | 22 | 278 | 37,1 | — | — | — | — |
| 2 | 23 | 314 | 33,5 | 2,1 | 16 | 329 | 45,8 |
| 2,3 | 24 | 354 | 36,2 | — | — | — | — |
| 2,5 | 25 | 397 | 39 | 2,6 | 18 | 426 | 51,6 |
| 2,7 | 26 | 442 | 41,9 | — | — | — | — |
| 2,9 | 27 | 491 | 44,9 | — | — | — | — |
| 3 | 28 | 542 | 48 | — | — | — | — |
| 3,2 | 29 | 596 | 51 | 3,2 | 20 | 595 | 64,9 |
| 3,4 | 30 | 653 | 54,2 | — | — | — | — |
| 3,7 | 32 | 782 | 61,1 | 3,6 | 22 | 732 | 71,5 |
| 4 | 34 | 923 | 68,1 | 4,1 | 24 | 974 | 87,4 |
| 4,4 | 36 | 1098 | 76,2 | 4,3 | 25 | 1064 | 91,1 |
| 4,7 | 38 | 1264 | 84 | 4,5 | 26 | 1158 | 94,8 |
| 5,1 | 40 | 1461 | 92,6 | 5,2 | 28 | 1480 | 112,7 |
| 5,7 | 42½ | 1740 | 103,6 | 5,6 | 30 | 1717 | 120,9 |
| 6 | 45 | 2037 | 115,4 | 6 | 32 | 2016 | 134,5 |

b) Querträger:

Ruhende Belastung des ganzen Querträgers:

Längsträger und Fahrbahn . . . = 5500 a in kg
Querträger . . . . . . . . . . . = 1000 a ,,

zusammen $2\,A_g =$ 6500 a in kg
Auflagerdruck des Querträgers $A_g =$ 3250 a ,,

$$A = A_g + \varphi\, A_p.$$

Bei 5, nach Bild 5 angeordneten Längsträgern ist in Querträgermitte:

$$M = A\,\frac{b}{2} - \frac{2}{5}\,A\,(150 \;+75) = A\,(0{,}5\,b - 90)$$

$$W_n = \frac{M}{\sigma_{zul}} = \frac{A}{1{,}4}\,(0{,}5\,b - 90),\ \text{wenn A in t}$$

für b = 360 cm ist $W_n =$ 64,3 A
„ b = 500 „ „ $W_n =$ 114,3 A

**Tafel 8.**

Ermittlung des erforderlichen Widerstandsmoments.

| a | $\varphi$ | $A_p$ | $\varphi\,A_p$ | $A_g$ | $A = \varphi\,A_p + A_g$ | $W_n$ b = 3,6 m | $W_n$ b = 5,0 m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| m | | t | t | t | t | cm³ | cm³ |
| 1 | 1,49 | 12,5 | 18,6 | 3,2 | 21,8 | 1400 | 2490 |
| 1,6 | ,, | 12,5 | 18,6 | 5,2 | 23,8 | 1530 | 2720 |
| 2 | ,, | 17,5 | 26,1 | 6,5 | 32,6 | 2100 | 3730 |
| 2,4 | ,, | 20,8 | 31 | 7,8 | 38,8 | 2490 | 4440 |
| 2,8 | ,, | 23,2 | 34,6 | 9,1 | 42,7 | 2750 | 4880 |
| 3,2 | ,, | 25 | 37,2 | 10,4 | 47,6 | 3060 | 5440 |
| 3,6 | ,, | 29,2 | 43,5 | 11,7 | 55,2 | 3550 | 6310 |
| 4 | ,, | 32,5 | 48,4 | 13 | 61,4 | 3950 | 7020 |
| 4,4 | ,, | 35,2 | 52,4 | 14,3 | 66,7 | 4290 | 7620 |
| 4,8 | ,, | 37,5 | 55,9 | 15,6 | 71,5 | 4600 | 8170 |
| 5,2 | ,, | 41,3 | 61,5 | 16,9 | 78,4 | 5040 | 8960 |
| 5,6 | ,, | 44,6 | 66,4 | 18,2 | 84,6 | 5440 | 9670 |
| 6 | ,, | 47,5 | 70,8 | 19,5 | 90,3 | 5810 | 10320 |

c) Hauptträger.

Blechträger für Brücken mit Stützweite l = 5,0 bis 20,0 m

Ruhende Belastung für 1 Gleis:

Einbau . . . . . . . . . . 6500 in kg/m
Hauptträger . . . . . . 80 l ,,

zusammen g = 6500 + 80 l ,,

**Tafel 9.**

Ermittlung des erforderlichen Widerstandsmoments.

| l | 1 Gleis $\varphi$ | $M_p$ | $\varphi\,M_p$ | g | $M_g$ | $M = \varphi\,M_p + M_g$ | 1 Träger M | $W_n$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| m | | tm | tm | t/m | tm | tm | tm | cm³ |
| 5 | 1,49 | 54 | 80 | 6,90 | 22 | 102 | 51 | 3 650 |
| 6 | 1,48 | 73 | 108 | 6,98 | 31 | 139 | 70 | 5 000 |
| 7 | ,, | 99 | 146 | 7,06 | 43 | 189 | 95 | 6 810 |
| 8 | ,, | 130 | 192 | 7,14 | 57 | 249 | 125 | 8 930 |
| 9 | ,, | 161 | 238 | 7,22 | 73 | 311 | 156 | 11 150 |
| 10 | 1,47 | 198 | 291 | 7,30 | 91 | 382 | 191 | 13 650 |
| 11 | ,, | 241 | 354 | 7,38 | 112 | 466 | 233 | 16 650 |
| 12 | ,, | 285 | 419 | 7,46 | 134 | 553 | 277 | 19 800 |
| 13 | ,, | 329 | 484 | 7,54 | 159 | 643 | 322 | 23 000 |
| 14 | ,, | 373 | 548 | 7,62 | 187 | 735 | 368 | 26 300 |
| 15 | 1,46 | 417 | 609 | 7,70 | 217 | 826 | 413 | 29 500 |
| 16 | ,, | 461 | 673 | 7,78 | 249 | 922 | 461 | 33 000 |
| 17 | ,, | 516 | 753 | 7,86 | 284 | 1037 | 519 | 37 100 |
| 18 | ,, | 571 | 834 | 7,94 | 322 | 1156 | 578 | 41 300 |
| 19 | ,, | 632 | 923 | 8,02 | 362 | 1285 | 643 | 45 900 |
| 20 | 1,45 | 693 | 1005 | 8,10 | 405 | 1410 | 705 | 50 300 |

Für den Gebrauch aller Tafeln in den Beispielen I u. II ist noch folgendes zu bemerken. Für Stützweiten (a u. l), die zwischen den gegebenen Tafelwerten liegen, können die Widerstandsmomente $W_n$ leicht und genau genug durch geradliniges Einschalten bestimmt werden. Die Einflüsse der ruhenden Belastung sind gegenüber denen der Verkehrslast überall verhältnismäßig gering; kleine Abweichungen der ruhenden Last von den angenommenen Grundwerten werden deshalb die Brauchbarkeit der Tafeln kaum beeinträchtigen.

4. Auch die Bestimmung der Trägerquerschnitte, die das erforderliche Widerstandsmoment haben (Dimensionierung), und die Berechnung der auftretenden Spannungen könnte und sollte durch zweckmäßige Tafeln wesentlich erleichtert werden, deren Aufstellung durch die neuen Vorschriften ermöglicht ist. Während bisher die Nietverschwächung der Blechträger bei den einzelnen Verwaltungen vielfach nach verschiedenen Grundsätzen berechnet wurde, sind in den Vorschriften (Seite 13) bindende Bestimmungen darüber enthalten. Auf Grund deren können Tafeln aufgestellt werden, aus denen das nutzbare Widerstandsmoment der einzelnen Trägerformen ohne weitere Rechnung entnommen werden kann. Die viel verbreiteten und sehr reichhaltigen Tafeln von Böhm u. John entsprechen diesem Zweck nicht vollständig, da in diesen der Nietabzug des Stegs besonders entnommen und abgezogen werden muß. In den gedachten neuen Tafeln sollten außer dem vorschriftsgemäß berechneten Nutz-Widerstandsmoment auch die übrigen Querschnittsgrößen ausgerechnet enthalten sein, die zur Ermittlung der Schub- und Nietspannungen erforderlich sind. Das sind:

J = Trägheitsmoment des vollen Querschnitts,

$$s_0 = \frac{J}{S_0}$$

$$s_1 = \frac{J}{S_1}$$

Dabei sind $S_0$ und $S_1$ die zur Berechnung der Schubspannungen dienenden statischen Momente in der Schwerachse und der Höhe der Halsniete. Mit Benutzung der Werte $s_0$ und $s_1$ ließe sich die

größte Schubspannung im Steg $\tau_0 = \frac{Q}{s_0\,t}$

„ „ der Halsniete $\tau_1 = \frac{Q}{s_1} \cdot \frac{e}{2\,F_s}$

sehr rasch und leicht ermitteln. In den obenstehenden Formeln ist t = Stegdicke, e = Abstand und $F_s$ = Scherfläche der Halsniete.

Die Herstellung solcher Tafeln erfordert zweifellos eine bedeutende Rechnungsarbeit, die sich aber durch Benützung moderner Hilfsmittel (Rechentafeln, Rechenmaschinen u. a.) einschränken läßt. Sie würde deshalb am besten durch solche Amtsstellen vorgenommen, denen diese Hilfsmittel und darin geübte Rechner zur Verfügung stehen. Die immerhin noch beträchtliche Arbeit wird sich aber lohnen, wenn dadurch die entsprechenden Einzelrechnungen, die im großen Gebiet der deutschen Reichsbahn jetzt und künftig nötig werden, wegfallen. Auch gewähren diese Tafeln Sicherheit gegen Fehler, die bei diesen ziemlich langwierigen und ermüdenden Rechnungen immer auftreten und oft trotz aller Nachprüfung in den Berechnungen der Brückenhefte weiter geschleppt werden.

Es ist nun m. E. nicht erforderlich, vielleicht nicht einmal vorteilhaft, daß diese Tafeln sehr viele Querschnittsformen, etwa wie die Tafeln von Böhm u. John, enthalten. Es genügt, eine kleine, für die gewöhnlichen Bauhöhen ausreichende Auswahl von Querschnitten zu geben, die aber in wirtschaftlicher Hinsicht sorgsam durchgebildet sein müssen, damit alle Teile gut ausgenützt sind. Dadurch ergibt sich der Vorteil, daß in allen Fällen, wo es möglich ist, diese Querschnitte anstatt anderer weniger zweckmäßiger gewählt werden. Hiermit wird einer Normung der Blechträgerquerschnitte und ihrer Teile vorgearbeitet, die innerhalb gewisser Grenzen jedenfalls möglich und erstrebenswert ist. Für besonders gelagerte, seltener vorkommende Fälle (wie außerordentlich niedere Bauhöhe,

Breite oder dgl.) lohnt sich natürlich die Aufstellung von Tafeln nicht; hier ist die einzelne Durchbildung eines neuen Querschnitts angebracht.

Die im Vorstehenden gegebenen Ausführungen und Vorschläge haben alle den gemeinsamen Zweck, die mechanische Rechnungsarbeit bei der Berechnung neuer und der Nachprüfung bestehender Brücken möglichst zu vermindern. Dies ist jetzt besonders wertvoll, weil den Direktionen der Reichsbahn in den nächsten Jahren eine sehr große Massenarbeit dieser Art bevorsteht. Allgemein kann man wohl sagen, daß die Ausschaltung aller unnötigen Arbeit, nicht nur körperlicher, sondern auch geistiger Art, eines der wirksamsten Mittel ist, um die deutschen Staatsbetriebe durch gute Organisation wieder zu wirtschaftlicher Blüte zu bringen.

---

## BEITRAG ZUR ENTWICKLUNGSGESCHICHTE DES EISENBETONBAUS.[1])

*Von Baumeister Th. Gutzeit.*

Im Heft 1 der Zeitschrift „Der Bauingenieur" des Jahrgangs 1923 Seite 32 unter Bücherbesprechungen ist zum Artikel „Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung", herausgegeben von Dr.-Ing. h. c. Mörsch, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart, der Wunsch ausgesprochen, daß im Interesse der geschichtlichen Forschung über die an der Durchbildung der Versuchskörper und der statisch richtigen Lage des Eisens in den Vordergrund zu stellenden, mithin maßgebenden und verdienstgebührenden Persönlichkeit durch Zeitgenossen, welche an der Entwicklung des Eisenbetonbaus beteiligt waren, Klärung geschaffen werde.

Daher nehme ich zur Sache das Wort.

Ich habe im Jahre 1885 mit dem Ingenieur G. A. Wayß in Berlin einen Vertrag abgeschlossen, durch den ich zum Leiter der in Königsberg i. Pr., meinem damaligen Wohnorte, zu errichtenden Filiale des G. A. Wayßschen Geschäfts eingesetzt wurde, der ich 17 Jahre bis zum Jahre 1902 vorgestanden, daher die Entwicklung des Eisenbetonbaus als Beteiligter mitgemacht habe.

Im Jahre 1885[2]) wurden in Königsberg i. Pr. nach Angaben der Hauptgeschäftstelle Berlin Eisenbeton-Versuchskörper, Platten, Gewölbe und Rohre gefertigt und sehr genauen Druckproben — sehr weite Rohre bis zu 2 m Ø i. L. auch durch inneren Wasserdruck durch Anschluß an die städtische Wasserleitung — unterzogen. Im Jahre 1886 wurden weitere Versuchskörper, speziell für die Ausführungen der Wikau—Warger-Talsperre (Stauteichanlage) Brücken und Durchlässe hergestellt und in Gegenwart der städtischen Baubeamten des Tiefbauamts Belastungsproben vorgenommen.

Damals, also bei Herstellung dieser Körper, war es bereits mein Bestreben, das Eisen, das in den Körpern bei der Belastung die auftretenden Zugspannungen aufnehmen sollte, in die Zugzone zu legen. Beim Wechsel der Zugspannungen aus den Teilen unterhalb der neutralen Achse in den oberhalb dieser liegenden Teil habe ich das Eisen folgen lassen, entweder durch entsprechendes Anheben des einfachen Eisenflechtwerks oder durch Einlegen eines Teilflechtwerks oder durch Einlegen eines zweiten ganzen Flechtwerks.

Da nun Herr Wayß, wie von Herrn Dr.-Ing. h. c. Koenen in seinen persönlichen Erinnerungen zur Entwicklungsgeschichte des Eisenbetonbaus mitgeteilt wird, bereits im Jahre 1885 mit ihm in Verbindung getreten ist, wovon mich ersterer auch in Kenntnis gesetzt hat, so darf man wohl den Koenenschen Ausführungen folgen, daß Wayß, der kein besonders theoretisch durchgebildeter Ingenieur und Statiker war, durch Dr. Koenen die Grundsätze der Statik, die beim Eisenbetonbau zur Anwendung gelangen müssen, kennen lernte und erfaßte, so daß er sie später zur Anwendung brachte. Wenn nun Herr Professor Dr. h. c. Mörsch in seinem Werke „Der Eisenbetonbau" Band I, Teil II, Seite 396/97 schreibt:

> „In der Broschüre (die sogen. Monierbroschüre) ist vom Ingenieur Wayß erstmalig bestimmt ausgesprochen, daß das Eisen in den Bauwerksteilen dahin zu legen ist, wo die Zugspannungen auftreten; er hatte erkannt, daß infolge der Haftung des Eisens an dem Beton beide Baustoffe statisch zusammen wirken müssen" usw.,

so ist das insoweit richtig, als dieser Gedanke auf Seite 3 in dem Satze:

> „Es kommt nur darauf an, daß der Eisenstab genau die Stelle im Querschnitt des Trägers einnimmt, wo sich Zugspannung bildet."

und auf Seite 6 durch die Worte:

> „durch Anordnung jedes dieser Stoffe an der rechten Stelle zu gemeinsamer Wirkung zu vereinigen"

ausgesprochen und in den Abbildungen der Versuchskörper dargestellt ist.

Diese Broschüre ist zwar vom Ingenieur G. A. Wayß herausgegeben, jedoch nicht von ihm geschrieben, sondern deren wesentlicher Teil, wie er mir gegenüber ausdrücklich hervorgehoben, von Herrn Dr. h. c. Koenen, mithin dürfte dieser als Autor dieser Erklärungen zu gelten haben.

---

## ZUR FRAGE: WERKVERTRAG UND GELDENTWERTUNG.

*Von Reg.-Baumeister a. D. Arth. H. Müller, Blankenese.*

***Übersicht:*** Damit Leistung und Gegenleistung bei einem Werkvertrag in einem gerechten Verhältnis stehen, muß jede Zahlung auf Grund des Vertrages mit einem Index versehen werden, der am Tage der Zahlung ermittelt wird und zwar in bezug auf diejenigen Leistungen und Lieferungen, die mit der Zahlung beglichen werden sollen. Die Zahlung wird durch den Index auf einen Gleichwert am Tage der Angebotsabgabe zurückgeführt, so daß also die Abrechnung sich nur auf die durch Vertrag vereinbarten Angebotspreise stützt. Das Verfahren wird an einem Beispiel erläutert.

Diese Frage beschäftigt nun seit reichlich 4 Jahren unaufhörlich Unternehmertum und Bauherren, insbesondere aber die Behörden, die Bauaufträge zu erteilen haben. Es ist erstaunlich und psychologisch interessant, zu beobachten, wie langsam die mit der Geldentwertung zusammenhängenden Wirtschaftsprobleme erfaßt werden. Jahre vergehen, bis sich das Denken auf diese Probleme eingestellt hat. Der Unternehmer, der die Auswirkungen des Problems gewissermaßen am eigenen Leibe verspürt, braucht etwas weniger Zeit als der Beamte und die Behörde, für die auch heute noch vielfach die „Mark gleich Mark" ist. Es braucht hier nicht mehr darauf hingewiesen zu werden, in welche Sackgasse dabei die Rechtsprechung geraten ist und zu welchen Ungeheuerlichkeiten insbesondere auch unsere Steuergesetzgebung geführt hat.

Besonders stark zeigt sich das Unsinnige dieses Standpunktes, daß Mark gleich Mark sein soll, in der Auswirkung langfristiger Werkverträge. Der Unternehmer, der an einen solchen Vertrag gekettet ist, kann vom Bauherrn unter Inanspruchnahme eines formellen gesetzlichen Rechtes seines Vermögens beraubt werden, falls er sich nicht durch entsprechende Bestimmungen des Vertrages gegen die Geldentwertung gesichert hat. Es darf nicht Wunder nehmen, wenn angesichts

---

1) Vgl. hierzu auch die erste Buchbesprechung auf S. 192.

2) Nach Mitteilung von Dr. M. Koenen, erst im Jahre 1886.

solcher handgreiflicher Ungerechtigkeiten Treu und Glauben, die Grundlage alles geschäftlichen Lebens, ins Wanken gerät, und der Unternehmer nun auch seinerseits seinen Vorteil sucht, wo er ihn findet. Da man mit der Tatsache der Inflation noch eine ganze Weile wird rechnen müssen, wenn wir auch hoffen wollen, einmal wieder zu einer stabilisierten Goldwährung zu kommen, so ist es eine Aufgabe von höchster Bedeutung, Mittel und Wege zu finden, um auch inmitten unserer schwankenden Geldwährung Leistung und Gegenleistung wieder in ein richtiges Verhältnis zu bringen, damit in unserem geschäftlichen Leben das formale Recht auch mit dem Rechtsempfinden wieder in Übereinklang steht.

Die Zahl der Versuche, die gemacht worden sind, um dieses Problem bei der Aufstellung langfristiger Werkverträge zu lösen, ist groß.

In dankenswerter Weise hat Herr Dr.-Ing. Paul Müller in Nr. 23 und 24 des vorigen Jahrganges dieser Zeitschrift die gebräuchlichen Verfahren zusammengestellt und einer kritischen Würdigung unterzogen. Er kommt bei seinen Untersuchungen zu dem Ergebnis, daß an sich am richtigsten eine Aufteilung des Preises in zwei oder mehrere Teile sei, die mit bestimmten Leitfaktoren, z. B. Lohn und bestimmten Baustoffpreisen, veränderlich sein sollten, daß aber dieses Verfahren schwer durchzuführen wäre, da bei jeder Material- und Lohnsteigerung eine Aufnahme der gesamten Leistungen und Lieferungen notwendig sei, die namentlich bei Preisänderungen mit rückwirkender Kraft nicht mit der genügenden Genauigkeit durchgeführt werden könne. Infolgedessen sei in der Praxis ein anderes Verfahren mehr eingeführt, bei dem die einzelnen Überteuerungen an Material und Lohn auf Grund besonderer Nachweise vergütet werden. Durch eine Reihe von Formeln gibt er an, wie dabei eine ausreichende und gerechte Vergütung der wachsenden Unkosten und eine Berücksichtigung der Geldentwertung bei dem Unternehmergewinn erfolgen könne.

Ohne auf das Ergebnis dieser Unternehmungen im einzelnen einzugehen, muß allgemein gesagt werden, daß alle diese Verfahren reichlich viel Schreib- und Rechenarbeit erfordern und die Abrechnung langwierig und unübersichtlich machen. Sie belasten die Büros des Unternehmers sowohl wie die des Bauherrn mit einer Fülle unproduktiver Arbeit. Der Einzelnachweis aller Überteuerungen macht eine umfangreiche Prüfung notwendig und führt zu vielen Auseinandersetzungen zwischen Bauherrn und Unternehmer. Da der Bauherr geneigt ist, sich bei jeder in Rechnung gestellten Überteuerung übervorteilt zu glauben, entsteht Mißtrauen, das vielfach wohl auch gerechtfertigt sein mag.

Das Schlimmste aber ist, daß all die vielen Auseinandersetzungen und Prüfungen, die sich an eine solche Abrechnung knüpfen, so viel Zeit in Anspruch nehmen, daß jede aufgestellte Rechnung am Tage der Zahlung längst überholt ist. Was nützen dann die genauesten Formeln zur Erfassung der Überteuerungen? Ist es nötig, so viel Geist und Arbeit aufzuwenden, komplizierte Formeln aufzustellen, die die letzten Feinheiten erfassen sollen, wenn das Fundament, auf dem man das Abrechnungsgebäude errichtet, schwimmend ist? Ein Tag späterer Bezahlung kann heute viel mehr ausmachen, als 10 vH des Rechnungsbetrages. Dem Bauherrn ist es ein Leichtes, eine Ursache zu finden, um die Zahlung wochenlang zu verzögern. Behörden pflegen das auch heute noch zu tun, ohne daß sich der einzelne Beamte etwas Böses dabei denkt. Die Behörde oder der Beamte hat davon keinen Vorteil, wohl aber kann sich ein gewitzter Bauherr, der sein Baugeld in Devisen angelegt hat, einen gewaltigen Vorteil auf Kosten des Unternehmers verschaffen. Er braucht seinen Unternehmer in Zeiten sinkenden Markwertes, wie im letzten Jahre, nur ein wenig später zu bezahlen, um nur einen Bruchteil dessen in Edelvaluta aufzuwenden, was er bei rechtzeitiger Zahlung hätte aufwenden müssen. Der Benachteiligte aber ist der Unternehmer. Vielfach weiß er selbst nicht, daß er geschädigt worden ist, denn die Suggestion „Mark ist gleich Mark" sitzt fest in seinem Hirn. Wie viele Unternehmer, namentlich kleine Handwerker, gibt es heute noch, die genau wie in schönen Vorkriegszeiten, sich Monate Zeit lassen, bis sie dem Auftraggeber die Rechnung schicken. Sie klagen dann wohl, daß sie die gelieferten Stoffe für das empfangene Geld nicht annähernd wieder beschaffen können, aber aus lauter Wohlanständigkeit im Sinne unserer verkehrten Rechtsverhältnisse schenken sie dem anderen ihr Vermögen, und der andere geniert sich nicht, ein solches Geschenk anzunehmen; im Gegenteil, er verlangt es, und Gesetz und Rechtsprechung schützen ihn.

Es kann nicht deutlich und oft genug ausgesprochen werden, wie unsinnig diese Zustände sind.

Wenn man nun beabsichtigt, trotz unserer verworrenen Geldverhältnisse, so gut es eben geht, Leistung und Gegenleistung auf Grund eines Werkvertrages wieder in das richtige Verhältnis zu bringen, so müssen zwei Forderungen zuerst an den Vertrag gestellt werden, damit er als gerecht und brauchbar gelten kann.

Die erste Forderung heißt: Das Abrechnungsverfahren muß so einfach und klar wie möglich sein.

Die zweite Forderung heißt: Bei der Bewertung einer Zahlung muß der Zeitpunkt der Zahlung berücksichtigt werden.

Die zweite Forderung scheint dem Problem eine neue Verwickelung zu geben, in Wirklichkeit aber bietet sie, wie wir sehen werden, den Schlüssel zur Lösung der Frage.

Der einfachste Weg, um die zweite Forderung zu erfüllen, scheint zunächst der zu sein, daß man den Rechnungsbetrag am Tage der Fälligkeit stabilisiert, d. h. ihn zum Tageskurs in eine Edelwährung umrechnet, und ebenso alle auf diese Rechnung eingehenden Zahlungen in Mark zum jeweiligen Kurs am Tage der Zahlung auf dieselbe Währung bezieht. Es ist aber leicht ersichtlich, daß diese Methode bei Bauverträgen nicht das Richtige trifft. Die Kaufkraft der Mark im Inlande ist eine andere als die durch die Valuta sich ausdrückende Kaufkraft im Auslande. Auf die Kaufkraft im Inlande aber kommt es an. Das Problem läuft also darauf hinaus, die Papiermark am Zahlungstag mit einem Wertmesser (Index) zu behaften, der der ihr beiwohnenden jeweiligen Kaufkraft entspricht, und zwar der Kaufkraft in bezug auf diejenigen Lieferungen und Leistungen, die damit bezahlt werden sollen. Der Index muß sich also auf den Beschaffungspreis bzw. Wiederbeschaffungspreis und auf den am Tage der Zahlung gültigen Lohn stützen.

Das heißt mit anderen Worten: Der Unternehmer stellt dem Bauherrn alle Leistungen und Lieferungen in natura in Rechnung. Wird eine Zahlung geleistet, so wird festgestellt, wieviel hierdurch an Leistungen oder Lieferungen unter Zugrundelegung des jeweiligen Tagespreises als getilgt anzusehen ist.

Für den praktischen Gebrauch ergibt sich hieraus folgendes Verfahren: Es werden alle gleichartigen oder ähnlichen Arbeiten eines Angebotes zusammengefaßt und die gesamte Angebotssumme dieser Arbeiten in eine Anzahl Teile zerlegt. Jeder dieser Preisteile ändert sich nach einem besonderen Index (Leitfaktor oder gleitpreisbildender Faktor). Als Index gilt das Verhältnis des jeweiligen Preises eines bestimmten Baustoffes oder Lohnes zu dem Grundpreis, auf dem das Angebot basiert. Empfehlenswert ist es, die Zahl dieser Anteile bzw. Faktoren möglichst gering zu wählen, und vor allem nur solche Baustoffe und Leistungen zu Leitfaktoren zu nehmen, deren jeweiliger Preis einwandfrei und leicht festgestellt werden kann, z. B. bei Eisenbetonarbeiten: Zement, Eisen und Lohn, wobei für die Festlegung der Lohnsteigerung nur etwa der Tariflohn eines Zementfacharbeiters zu gelten hat. Es würde sogar ausreichend sein, den Preis nur in zwei Teile zu zerlegen, von denen der eine mit dem vom Syndikat festgelegten Kohlepreis steigt und fällt, während der andere mit dem Lohn geht. Zement, Eisen und ungefähr auch Holz folgen annähernd den Schwankungen des Kohlepreises, während der Lohn eine stetigere Linie nimmt, die weniger steil ansteigt und fällt. Diese Zweiteilung wird man z. B. bei Baggerarbeiten vornehmen. Je großzügiger die Teilung gemacht wird, umso besser ist sie im allgemeinen. Nur

Abrechnung: Los I,

| Tag der Zahlung | Zahlung in Mark unberichtigt | Von den geleisteten Zahlungen entfallen auf: a) Zement | | | | b) Eisen | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Anteilige Zahlung unberichtigt | Tagespreis pro 10 t | Index | Gutschrift berichtigt | Anteilige Zahlung unberichtigt | Tagespreis pro t |
| Angebot 1. 4. 22 | Angebotssumme 10 000 000 | 20 vH 2 000 000 | 20 000 | 1 | 2 000 000 | 20 vH 2 000 000 | 10 000 |
| 1. 5. 22 | 3 300 000 | — | — | — | — | 1 500 000 | 10 000 |
| 10. 5. 22 | 600 000 | 200 000 | 20 000 | 1 | 200 000 | — | — |
| 17. 5. 22 | 600 000 | 200 000 | 25 000 | 1,25 | 160 000 | — | — |
| 25. 5. 22 | 600 000 | 200 000 | 25 000 | 1,25 | 160 000 | — | — |
| 1. 6. 22 | 900 000 | 300 000 | 25 000 | 1,25 | 240 000 | — | — |
| 8. 6. 22 | 900 000 | 300 000 | 25 000 | 1,25 | 240 000 | — | — |
| 15. 6. 22 | 1 500 000 | 1 500 000 | 30 000 | 1,5 | 1 000 000 | — | — |
| 22. 6. 22 | 1 000 000 | — | — | — | — | — | — |
| 29. 6. 22 | 5 000 000 | — | — | — | — | 250 000 | 25 000 |
| Summe der Gutschriften am 10. 6. 22 | | | | | 2 000 000 | | |
| Abrechnungssumme . . . . . . . . . | 10 250 653 | | hiervon 20 vH . . . . = | | 2 050 130,60 | | |
| bleiben noch zu zahlen | | — | — | — | 50 130,60 | — | — |
| Gezahlt wurden: | | | | | | | |
| 20. 7. 22 | 1 768 615 | 150 391,80 | 60 000 | 3 | 50 130,60 | 200 522,40 | 40 000 |

dann, wenn der Bauherr durch Vorauszahlungen gewisse Baustoffe vom Gleiten ganz oder teilweise ausschließen will, mag man mit der Preiszerlegung weiter gehen und für diese Baustoffe den entsprechenden Anteil am Angebotspreis von vornherein festlegen. Dieses kann jedoch auch später im Verhandlungswege jederzeit geschehen. Eine Übervorteilung des Bauherrn ist dadurch stets ausgeschlossen, daß die Summe sämtlicher Teile eines Preises immer 100 vH ergeben muß, d. h. der alte Angebotspreis bleibt von Anfang bis zu Ende unverändert, es ändert sich nur der Index der jeweiligen Zahlung.

Das Verfahren ähnelt dem in der Praxis bereits viel gebräuchlichen, das in der obenerwähnten Abhandlung von Dr.-Ing. Paul Müller als Fall II behandelt ist. Der wesentliche Unterschied besteht aber darin, daß in unserem Falle nicht ausgegangen werden soll von bestimmten Leistungen, die an bestimmten Terminen genau aufzunehmen sind, sondern daß als Zeitpunkt für die Berechnung des Index der Tag der Zahlung gelten soll. Damit entfallen also die in dem erwähnten Artikel von Dr.-Ing. Paul Müller mit Recht sonst gegen dieses Verfahren geltend gemachten Bedenken, daß es unmöglich sei, bei Lohn- und jeder Materialpreisänderung eine genaue Aufnahme der geleisteten Arbeiten zu machen, zumal solche Änderungen häufig mit rückwirkender Kraft erfolgen.

Freilich drängen sich zunächst andere Bedenken gegen dieses Verfahren auf. Man wird einwenden, daß der Bauherr den Unternehmer dadurch benachteiligen könne, daß er seine Zahlungen zu einem Zeitpunkt leistet, der möglichst kurz vor einer neuen Lohn- oder Materialpreiserhöhung liegt. An Hand des später durchgeführten Beispieles läßt sich jedoch zeigen, wie der Unternehmer sich dagegen schützen kann.

Die Art der Preiszergliederung ist Sache des Unternehmers bei Abgabe seines Angebots. Wenn dem Bauherrn die angebotene Zerteilung des Angebotspreises aus irgend welchen Gründen ungünstig erscheint, so kann er sich mit dem Unternehmer über eine andere Gliederung des Preises einigen, oder das Angebot unberücksichtigt lassen. Es kommt aber keinesfalls darauf an, daß die Zergliederung durchaus den tatsächlichen Verhältnissen genau entspricht. Der Unternehmer kann insbesondere Unkosten und Unternehmergewinn (Rücklage für Wagnis) teilweise auf Baustoffe, teilweise auf Lohn verrechnen, wie er das bei Aufstellung seiner Kalkulation zu tun pflegt. Falsch und überflüssig ist es, vom Unternehmer einen genauen Nachweis seiner Kalkulation zu verlangen, wie das vielfach von Behörden geschieht. Eine solche Beschränkung der Geschäftsfreiheit ist ungesund und hat keinen Zweck, weil jede Kalkulation doch nur eine subjektive Schätzung ist. Selbst in Vorkriegszeiten gab es bei manchen Submissionen Preisunterschiede von mehr als 100 vH. Nie also kann man sich durch Vorlegenlassen einer Kalkulation gegen Übervorteilung schützen. Wohl aber kann es dem Bauherrn, der in die Geschäfte des Unternehmers in dieser Weise eingreift, blühen, daß dieser mit einem Schein von Recht auch den Ersatz eines eventuellen Verlustes verlangen kann, wenn die Kalkulation sich später als unzutreffend erweisen sollte. Hier wie überall zeigt sich eben, daß solche unbefugten Eingriffe in die freie Wirtschaft nur schädlich wirken.

Im folgenden sei durch ein Beispiel die Handhabung des Verfahrens erläutert.

In einem Angebot seien unter Los I alle Eisenbetonarbeiten eines zu errichtenden Bauwerkes zusammengefaßt. Der Gesamtangebotspreis für diese Arbeiten betrage 10 Millionen Mark. Als gleitpreisbildende Faktoren hat der Unternehmer bezeichnet: Zement, Eisen, Holz und Lohn, und zwar sollen sich ändern

mit dem Zementpreis 20 vH des Angebotspreises,
,, ,, Eisenpreis 20 ,, ,, ,,
,, ,, Holzpreis 20 ,, ,, ,,
,, ,, Lohn 40 ,, ,, ,,

zusammen 100 vH des Angebotspreises.

Die entsprechenden Grundpreise sollen sein (unter genauester Bezeichnung der Leistung oder Lieferung)

1. für Syndikatsportlandzement: frei Waggon Baustelle pro 10 t . . . . . . . . . . . . . . 20 000 M
2. für Moniereisen: S.M. Handelsqualität, 36—42 kg Festigkeit, 20 vH Dehnung, 16 er ∅ in 12 m Längen frei Waggon Baustelle pro t . . . . 10 000 ,,
3. für Holz: Betonschalung, Handelsware, Harzer Fichte, in fallenden Längen von 3—6 m, 10—15 cm Breite, parallel besäumt, mit üblicher Baumkante frei Waggon Baustelle pro cbm . . . 10 000 ,,
4. für Lohn: Tariflohn eines Zementfacharbeiters pro Stunde . . . . . . . . . . . . . . . 10 ,,

Angenommen sei nun, der Bauherr habe genügend Barmittel zur Verfügung und entschließe sich gleich bei Auftrags-

Eisenbetonarbeiten.

| Von den geleisteten Zahlungen entfallen auf: | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | c) Holz | | | | d) Lohn | | | |
| Index | Gutschrift berichtigt | Anteilige Zahlung unberichtigt | Tagespreis pro $m^3$ | Index | Gutschrift berichtigt | Anteilige Zahlung unberichtigt | derzeitiger Stundenlohn | Index | Gutschrift berichtigt |
| | | 20 vH | | | | 20 vH | | | |
| 1 | 2 000 000 | 2 000 000 | 10 000 | 1 | 2 000 000 | 4 000 000 | 10 | 1 | 4 000 000 |
| 1 | 1 500 000 | 1 800 000 | 12 000 | 1,2 | 1 500 000 | — | — | — | — |
| — | — | — | — | — | — | 400 000 | 10 | 1 | 400 000 |
| — | — | — | — | — | — | 400 000 | 10 | 1 | 400 000 |
| — | — | — | — | — | — | 400 000 | 15 | 1,5 | 266 667 |
| — | — | — | — | — | — | 600 000 | 15 | 1,5 | 400 000 |
| — | — | — | — | — | — | 600 000 | 15 | 1,5 | 400 000 |
| — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| — | — | — | — | — | — | 1 250 000 | 20 | 2 | 500 000 |
| 2,5 | 500 000 | 1 500 000 | 30 000 | 3 | 500 000 | 2 225 000 | 20 | 2 | 1 125 000 |
| | 2 000 000 | | | | 2 000 000 | | | | 3 491 667 |
| | 20 vH = 2 050 130,60 | | | | 20 vH = 2 050 130,60 | | | | 40 vH = 4 100 261,20 |
| — | 50 130,60 | — | — | — | 50 130,60 | — | — | — | 608 594,20 |
| 4 | 50 130,60 | 200 522,40 | 40 000 | 4 | 50 130,60 | 1 217 188,40 | 20 | 2 | 608 594,20 |

erteilung, soviel wie möglich Baustoffe fest zu kaufen und damit von der weiteren Gleitung abzulösen. Er wird mit dem Unternehmer dahin einig, daß je ¾ des Holz- und Eisenanteiles abgelöst werden soll. Das letzte Viertel will der Unternehmer noch nicht ablösen lassen, da er auf Eisen und Holz auch einen Teil seiner Unkosten verrechnet hat. Der Holzpreis soll noch derselbe sein wie am Tage des Angebotes, also 10 000 $M/m^3$, der Eisenpreis aber hat sich inzwischen schon erhöht. Er beträgt jetzt M 12 000 pro t. Der Bauherr hat also zu zahlen:

a) für Holzablösung:

¾ von 20 vH = 15 vH von 10 000 000 M
= 1 500 000 M mit Index 1 = 1 500 000

b) für Eisenablösung:

¾ von 20 vH = 15 vH von 10 000 000 M
$= 1\,500\,000$ M mit Index $\frac{12\,000}{10\,000} =$ 1 800 000

Zus. 3 300 000

Je 5 vH von dem Holz- und Eisenanteil des Angebotspreises bleiben also noch gleitend. Von der auf Grund der Angebotspreise aufzustellenden Abrechnungssumme aber gelten 2 × 1 500 000 = 3 000 000 M als bezahlt.

Ob der Unternehmer nun tatsächlich das Eisen und Holz sofort anliefert, oder ob er es sich zu festem Preise sichert, oder ob er es auf eine Spekulation ankommen lassen will, die er auf eigene Gefahr macht, indem er die empfangene Zahlung zunächst für andere Zwecke verwendet, um das Holz und Eisen später zu beschaffen, ist jetzt seine Sache. Der Bauherr mag sich, falls er eine besondere Sicherheit für die Erfüllung der eingegangenen Verpflichtung seitens des Unternehmers für nötig hält, in irgendeiner Form, sei es durch Bankbürgschaft oder sonstwie, eine solche geben lassen.

Den Zement kann sich der Unternehmer nicht sofort zu festem Preise sichern, infolgedessen läßt er sich auf eine weitere Ablösung nicht ein; das gleiche gilt bei den Löhnen. Im Vertrage aber ist ausgemacht, daß der Unternehmer verpflichtet und berechtigt ist, Zahlungen auf diese Anteile in der Höhe anzunehmen bzw. zu verlangen, wie sie seinen tatsächlichen Leistungen und Lieferungen im Verhältnis zur Gesamtleistung ungefähr entsprechen. Vorauszahlungen bzw. Späterzahlungen sind freier Vereinbarung überlassen. Das Wesentliche aber ist, daß es nicht auf eine genaue Aufnahme der Leistungen und Lieferungen ankommt. Der Nachteil des höheren Preises bei späterer Zahlung wird für den Bauherrn dadurch aufgehoben, daß er wertloseres Geld gibt, und ebenso ist es umgekehrt bei Vorherzahlungen.

Hinsichtlich des Zementes und Lohnes wird nun, um recht einfache Abrechnungsverhältnisse zu bekommen, zwischen Bauherrn und Unternehmer folgendes vereinbart:

1. Da die Zementanlieferung nur allmählich erfolgen kann und sich ungefähr über einen Zeitraum von 10 Wochen gleichmäßig verteilen wird, so wird in jeder Woche etwa $^1/_{10}$ des Zementanteiles abgelöst. Dieser Anteil wird von Zeit zu Zeit in einer festen Summe, dem jeweiligen Index entsprechend, festgelegt. Er soll zunächst wöchentlich 200 000 M betragen.
2. Für die Löhne stellt der Bauherr bis auf Weiteres ebenfalls wöchentlich eine feste Summe von 400 000 M automatisch zur Verfügung.

Die Verrechnung dieser Zahlen erfolgt nun in folgender Weise:

In der ersten Woche sollen sich Zementpreis und Tariflohn nicht geändert haben. Also zahlt der Bauherr 200 000 + 400 000 M = 600 000 M. Dafür werden ihm gutgeschrieben:

a) auf Zement, Index 1,0 . . . 200 000 M,
b) „ Lohn, „ 1,0 . . . 400 000 „ .

In der zweiten Woche hat sich der Zementpreis erhöht auf 25 000 M/10 t. Der Bauherr zahlt 200 000 + 400 000 M = 600 000 M.

Er erhält gutgeschrieben:

a) auf Zement: Index $\frac{25\,000}{20\,000} = 1{,}25$

Gutschrift $\frac{200\,000}{1{,}25} = 160\,000$

b) „ Lohn: Index 1,0
Gutschrift 400 000.

In der dritten Woche ändert sich auch der Lohn von 10 M/h auf 15 M/h also Index $\frac{15{,}0}{10{,}0} = 1{,}5$.

Der Bauherr zahlt 200 000 + 400 000 = M 600 000.

Er erhält gutgeschrieben:

a) auf Zement: $\frac{200\,000}{1{,}25} = 160\,000$,

b) „ Lohn: $\frac{400\,000}{1{,}5} = 266\,667$.

In der vierten Woche erhöht der Bauherr die laufenden Zahlungen auf 300000 M für Zement und 600000 M für Lohn. Die Preise sind unverändert. Also erhält er an Gutschriften:

a) auf Zement: $\frac{300\,000}{1{,}25} = 240\,000$,

b) ,, Lohn: $\frac{600\,000}{1{,}5} = 400\,000$.

In der fünften Woche gelingt es dem Unternehmer, das ganze Quantum Zement zu festem Preise von M 25 000/10 t zu beschaffen. Der Bauherr kann aber zunächst nicht mehr Mittel flüssig machen, als programmäßig vorgesehen, also 900 000 M. Infolgedessen erfolgt Gutschrift in derselben Weise wie vorher, nämlich:

a) auf Zement . . . . . . 240 000 M
b) ,, Lohn . . . . . . . 400 000 ,,

Er schuldet nun noch auf Zement:

| | | |
|---|---|---|
| | Angebotsanteil. . . . . . | 2 000 000 M |
| hiervon ab: | Gutschriften. . . . . . . | 1 000 000 ,, |
| | Rest . . . . | 1 000 000 M |

Der Unternehmer ist bereit, den vollen Restbetrag ablösen zu lassen. In der 6. Woche ist der Bauherr auch dazu in der Lage. Der Zementpreis ist freilich inzwischen auf 30000 M/10 t gestiegen, so daß der Index also 1,5 beträgt. Wie teuer der Unternehmer selbst nun abgeschlossen hat, ist gleichgültig. Das geht den Bauherrn nichts an. Er bezahlt also jetzt zur Ablösung des restlichen Zementanteiles 1 000 000 × 1,5 = 1 500 000 M.

Er ist aber nun nicht in der Lage, auch die vereinbarte Lohnsumme zu zahlen. Da nun in der nächsten (siebenten Woche) der Lohn höher ist, nämlich 20 M/h = Index 2,0, so bezahlt er jetzt auf Lohn M 1 000 000 und erhält dafür

eine Gutschrift von $\frac{1\,000\,000}{2} = 500\,000$.

Der Unternehmer braucht nun Geld für andere Zwecke und wünscht vom Bauherrn eine größere Zahlung. Sie kommen überein, daß zunächst einmal die restlichen 5 vH auf Holz und Eisenanteil getilgt werden sollen, ebenso will der Bauherr eine größere Vorauszahlung auf Löhne leisten und stellt dem Unternehmer insgesamt 5 000 000 M zur Verfügung. Die Verrechnung erfolgt so:

Eisenpreis 25 000 M/t, Index 2,5,
Holzpreis 30 000 M/cbm, ,, 3

Abzulösen sind noch je 5 vH der Angebotssumme = 500 000 M.

Also ist auf Eisenanteil noch zu zahlen:

| | | |
|---|---|---|
| | 500 000 × 2,5 = | 1 250 000 M |
| ,, Holzanteil | 500 000 × 3,0 = | 1 500 000 ,, |
| | zusammen | 2 750 000 M |

Der Rest der Zahlung in Höhe von M 2 250 000 entfällt auf Lohnanteil. Der Lohn beträgt 20 M/h, also Index 2. Infolgedessen erhält der Bauherr eine Gutschrift auf Lohn

von $\frac{2\,250\,000}{2} = 1\,125\,000$ M

Insgesamt stehen nun von der Angebotssumme noch zu Buche:

| | Anteil M | Gutschriften M | Rest M |
|---|---|---|---|
| 1. auf Zement | 2 000 000 | 2 000 000 | — |
| 2. ,, Eisen | 2 000 000 | 2 000 000 | — |
| 3. ,, Holz | 2 000 000 | 2 000 000 | — |
| 4. ,, Lohn | 4 000 000 | 3 491 667 | 508 333 |
| zusammen | 10 000 000 | 9 491 667 | 508 333 |

Da nun aber der Umfang der Leistungen des Unternehmers noch nicht genau feststeht, leistet der Bauherr zunächst keine weiteren Zahlungen, sondern wartet die Abrechnung ab. Die Abrechnung ergibt nun nach den Angebotspreisen und den wirklichen Massen eine Gesamtsumme von 10 250 653 M.

Der Bauherr schuldet also dem Unternehmer noch 10 250 653 minus 9 491 667 = M 758 986 Valuta-Angebotstag.

Von dieser Summe entfallen zunächst 508 333 M noch auf Lohnanteil, der Rest von M 250 653 ist nach dem Vertragsschlüssel noch zu verteilen. Das ergibt also:

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1. auf Zement . . . . | 20 vH | = | 50 130,60 M |
| 2. ,, Eisen . . . . | 20 ,, | = | 50 130,60 ,, |
| 3. ,, Holz . . . . | 20 ,, | = | 50 130,60 ,, |
| 4. ,, Lohn . . . . | 40 ,, | = | 100 261,20 ,, |
| | | zusammen | 250 653 M |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Der Zementpreis | betrage | jetzt 60 000 M/10 t, | Index 3 |
| ,, Eisenpreis | ,, | ,, 40 000 M/t | ,, 4 |
| ,, Holzpreis | ,, | ,, 40 000 M/cbm | ,, 4 |
| ,, Lohn | ,, | ,, 20 M/h | ,, 2 |

Also hat der Bauherr noch zu bezahlen:

| | | |
|---|---|---|
| auf Zement . . | 50 130,60 × 3 = | 150 391,80 M |
| ,, Eisen . . | 50 130,60 × 4 = | 200 522,40 ,, |
| ,, Holz . . | 50 130,60 × 4 = | 200 522,40 ,, |
| ,, Lohn . . | 100 261,20 | |
| plus . | 508 533 | |
| | 608 594,20 × 2 = | 1 217 188,40 ,, |
| | zusammen | 1 768 615 M |

Wenn er diese Summe sofort bezahlt, ist er seiner Schuld ledig, bezahlt er später, muß der entsprechende Index wieder ermittelt werden.

Diese Art der Abrechnung läßt sich tabellarisch leicht und übersichtlich zusammenstellen (s. Tabellen S. 181 u. 182).

Aus diesem Beispiel ist zu ersehen, in welch einfacher Weise sich eine Abrechnung durchführen läßt. Der Unternehmer hat kaum mehr Arbeit als bei einer Vorkriegsabrechnung. Es entfallen alle langwierigen Nachprüfungen mit dem unvermeidlichen Mißtrauen und zahlreichen Unterhandlungen. Der ausgehandelte Angebotspreis bleibt unverwischt in voller Kraft erhalten von Beginn der Arbeit bis zuletzt. Der Unternehmer hat kein Interesse, anders zu arbeiten, als er es bei feststehender Währung tun würde. Trotzdem läßt das Verfahren beiden Vertragsschließenden weite Bewegungsfreiheit in der Höhe und dem Zeitpunkt der Zahlung. Es ist dem Bauherrn durch Vorauszahlungen die Möglichkeit gegeben, mit niedrigen Summen zu bauen. Er kann sogar den ganzen Auftrag jederzeit durch Zahlung des Restbetrages stabilisieren. Allerdings wird sich der Unternehmer in solchem Falle in der Regel einen Risikozuschlag ausbedingen, denn es ist sehr fraglich, ob er sich durch Eindeckung in anderen Sachwerten oder Edelvaluta vor Spekulationsverlusten schützen kann. Derartige Spekulationsgeschäfte wird der Unternehmer also im allgemeinen nicht machen. Sie fallen dem Bauherrn selbst zu, der dafür Sorge tragen mag, daß sein Baugeld nicht entwertet.

Wie bereits betont, stellt das Verfahren auch nichts vollkommen Neues dar. Das Preiszerlegungsverfahren wird vielfach angewendet. Weniger bekannt aber ist es in Verbindung mit der Indexermittlung am Zahlungstage. Es sei noch betont, daß sich der Unternehmer selbstverständlich auch bei diesem Verfahren nur dann vor Verlusten schützen kann, wenn er die Zahlung erst dann entgegennimmt, wenn er auch mit Sicherheit die betreffende Lieferung zu festem Preise besorgen kann.

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

### Baustoffkunde.

329. Zur Feinmahlung der Zementrohmassen. Von cand. ing. Tippmann, Zsolna. Zement 1923, Nr. 10, S. 72/73. Erweiterung eines früheren Aufsatzes 1922, Nr. 51.

330. Zur Frage des Feinheitsgrades der Zementrohmasse. Von Dr. Goslich. Zement 1923, Nr. 9, S. 66, 4 Abb. Betonung des Wertes der Feinheit der Rohmasse. Verwendung von Septarienton.

331. Erzeugung von Weißkalk. Deutscher Kalkbund. Baumarkt 1923, Nr. 9, S. 115, 1 Abb. Schematische bildliche Darstellung.

332. Gewinnung und Verbrauch der wichtigsten Metalle. Österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst 1923, Nr. 3, S. 46—48. Statistische Zusammenstellung für 1913 bis 1920 über Blei, Kupfer, Eisen, Zink, Zinn, Silber, Gold, Platin und die verschiedenen Länder.

### Baumaschinen.

333. Anforderungen an Kalklöschtrommeln. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 18, S. 135. Richtlinien, aufgestellt von der Techn. Deputation für Gewerbe, als Sicherheitsmaßnahmen gegen Unfälle in Kalksandsteinwerken.

### Statik und Festigkeitslehre.

334. Die Knickformel von Euler im unelastischen Knickbereich. Von Baurat Dr. Bohny, Sterkrade. Die Bautechnik 1923, Nr. 10, S. 74—75, 4 Abb. Die Knickformel von Engeßer, die Eulerformel, Versuche aus der Materialprüfungsanstalt Stuttgart 1922 und Reichseisenbahnvorschriften.

### Brückenbau.

334 a. Berechnung von Eisenbahnbrücken. Engineering v. 8. 9. 1922. 10 Spalten, 9 Abb. 2 Tabellen. Vorschläge des englischen Verkehrsministeriums für die Neubearbeitung der Vorschriften über die Berechnung von Eisenbahnbrücken.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

334 b. Die Riachuelo-Fährbrücke in Buenos Aires. Engineering 1922, Nr. 2955, 2956, 2958, 2962, 29 Spalten mit zahlreichen Zeichnungen und Photogr., dazu 1 Tabelle über andere Fährbrücken mit genauen Angaben. Genaue Beschreibung des Entwurfs und des Bauvorganges. Spannweite 78,2 m. Lichthöhe 42 m, Überbau als Balkenträgerbrücke ausgebildet.

### Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

### Gründungsarbeiten usw.

335. Der Wolfholzsche Preßzementpfahl und seine Berechnung. Zentralblatt 1923, Nr. 19/20. S. 115. Mehrere Zuschriften zu den Ausführungen des Regierungs- und Baurates Dr.-Ing. Lohmeyer (1922, S. 435).

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

336. Die Bewegungsgesetze und die Mengenbestimmung bei fließendem Grundwasser. Von Ziviling. Koschmieder, Berlin. Gesundheits-Ztg. 1923, Nr. 10, S. 93—94, 2 Abb. Kritik der üblichen Annahme bei der Aufstellung des hydrologischen Formelsystems.

337. Hydrologische Analytik in der Praxis. Von Ziviling. Dr.-Ing. Thiem, Leipzig. Die Wasserkraft 1923, Nr. 5. S. 49/50, 3 Abb. Versuche von Forchheimer. Filtergesetz von Darcy, Anwendungen auf die Praxis. Ermittlung der Ergiebigkeit von Brunnen.

338. Die Wildbäche und das schießende Fließen. Von Geh. Baurat Graevell, Breslau. Die Bautechnik 1923, Nr. 10, S. 75—78. Theoretische Betrachtungen über den Abflußvorgang.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

339. Zusammenhang zwischen Sohlenquerneigung und Flußkrümmung. Zentralbl. 1923, Nr. 19 bis 20, S. 116. Auszug aus den Untersuchungen des Holländers Gely nach den Berichten der holländischen Reichs-Wasserstraßen-Verwaltung.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

340. Grundzüge für die Berechnung von Eisenbetontalsperren. Von Ziviling. Dr.-Ing. Maier, Karlsruhe und Obering. Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 2, S. 17—22, 7 Abb. Darlegung der von den Verfassern bei der Berechnung der z. Z. im Bau befindlichen Sperrmauer bei Vöhrenbach angewandten Methode, insbesondere zur Berechnung der Absperrwand.

341. Wasseraufspeicherung. — Günstigste Abarbeitungstiefe aus Stauweihern und Stauwerkskanälen. — Günstigstes Sohlengefälle gestauter Werkskanäle. Von Prof. Dr. Kresnik. Mitt. d. Deutschen Ing.-Vereins in Mähren 1923, Nr. 2, S. 15—21, 6 Abb. Wesen eines Stauweihers und Berechnung seiner Größe, besonders bei unterbrochenem Arbeitsbetrieb. Zahlenbeispiele.

342. Neue Kleinwasserkraftanlagen ohne Turbinenregler. Von Ing. G. Reindl, München. Der elektrische Betrieb 1923, Nr. 4, S. 43/44, 3 Abb. Verwendung von Dynamomaschinen besonderer Bauart. Die Turbine arbeitet stets voll geöffnet. Kostenersparnis bis zu 50 vH gegen eine Ausrüstung mit Turbinenregler und Kompounddynamo.

343. Einheitsbezeichnungen für Wasserturbinen. Verband deutscher Wasserturbinenfabriken. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 2, S. 31, 57 Abb. Bildliche Darstellung für die verschiedenen Arten von Wasserturbinen und ihren Einbau.

344. Die ostpreußischen Wasserkraft-Anlagen. Wasserkraft 1923, Nr. 5, S. 55/56. Allgemeine Beschreibung der geplanten Doppelwasserkraftanlage bei Friedland und Groß-Wohnsdorf an der Alle. Jährliche Leistung 30 Millionen kWh.

345. Die turbinentechnische Ausrüstung des Leitzachwerks. Von Dipl.-Ing. v. Troeltsch. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 2. S. 22—25, 4 Abb. Beschreibung der fünf in Betrieb befindlichen Francisturbinen. Gefälle von 107 bis 125 m wechselnd. 500 Umdrehungen pro Minute. Laufrad 1150 mm. Leistung je 440 PS.

346. Die Wasserkräfte des Fulda-Kinzig- und des Sinn-Kanals. Von Magistrats-Baurat Uhlfelder, Frankfurt a. M. Die Wasserkraft 1923, Nr. 4, S. 37—40, 3 Abb. Kanalprojekt zwischen Main und Weser im Anschluß an den Main—Donaukanal. Besprechung des ausgearbeiteten Vorprojektes des staatlichen Vorarbeitenamtes Eisenach.

347. Zwangsenteignung von Wasserkraft. Von Rechtsanwalt Dr. Kurzmann, München. Die Wasserkraft 1923. Nr. 4. S. 40/41. Gesetzliche Regelung in Bayern vom 30. Dezember 1922. die den Erfordernissen der Zeit als auch dem Rechtsempfinden vollauf Rechnung trägt.

347a. Stauanlagen im Sudan. Engineering vom 29. 9. 1923. S. 404—405. 5 Spalten. 7 Abb. Kurze Besprechung einer 3,3 km langen Staumauer im Bett des Blauen Nil zur Bewässerung von 120 000 ha Land. Bau zum Teil fertig.

347b. Wasserkräfte in Chile. Engineering vom 8. 9. 1922, 3 Spalten. 6 Abb. Allgemeines über Wasserkräfte in Chile und Besprechung des neuesten Kraftwerkes im Coloradofluß mit 30 000 PS Leistung.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

### Straßenbau.

— — — —

### Eisenbahnbau und -betrieb.

348. Selbstkosten und Tarifpolitik der Deutschen Reichsbahn. Von Ministerialrat Dr.-Ing. Tecklenburg. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1923, Nr. 9, S. 149. Vergleich zwischen Selbstkosten und Einnahmen.

349. Die Fortschritte des Elektrisierungsbaues der österreichischen Bundesbahnen vom Oktober bis Ende Dezember 1922. Österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst 1923, Nr. 3, S. 43—44. Auszug aus dem Bericht des Elektrisierungsamtes. (Forts. aus Heft 12 von 1922.)

350. Elektrisierung der französischen Eisenbahnen. Wasserkraft 1923, Nr. 5. S. 58. Eröffnung der Strecke Pau—Lourdes. Zur Zeit etwa ⅙ der Eisenbahnen Frankreichs elektrisiert.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!) Vgl. Nr. 329, 330, 335.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

### Holzbau.

351. Stabverbindungen für Holzkonstruktionen. Holzbau 1923, Nr. 4, S. 14, 3 Abb. Entgegnungen von Dr. Lewe, Reg.-Baumeister Seitz und Oberingenieur Faust zu einem Aufsatz des Herrn Spiesecke in Nr. 3 des Holzbaus.

352. Sprengwerkbinder über zwei Felder. Holzbau 1923, Nr. 4, S 15. Richtigstellung von Dr.-Ing. Rabbow zu einer Entgegnung in Nr. 1 des Holzbaus 1923 von Dipl.-Ing. Worch auf eine Abhandlung des Dipl.-Ing. Schneemann.

353. Dachbinder für einen Holzlagerschuppen. Holzbau 1923, Nr. 4, S. 13, 1 Abb. Beispiel eines Binders von 19,80 m Stützweite.

354. Formbares Holz. Zentralblatt 1923, Nr. 19/20, S. 116. Mitteilung nach einer schwedischen Zeitschrift über eine teigartige Masse „Necol", die in wenigen Stunden erstarrt und wie Holz verwendet und bearbeitet werden kann.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

355. Die Wirkung von Regenüberfallbauwerken städtischer Kanalisationen auf die Vorfluten. Von Reg.-Baumeister Kurz, Berlin. Gesundheits-Ing. 1923, Nr. 8, S. 85—91. (Schluß aus Nr. 7.) Vergleich zwischen Messungsergebnissen und theoretischen Berechnungen; Wirkungsweise verschiedener Regenüberfallbauwerke; Zusammenfassung; Literaturangaben.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

356. Die Berliner Nord-Südbahn. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1923, Nr. 5, S. 77 bis 80. Allgemeines, Linienführung, Bauausführung, Betriebseinrichtungen, Wirtschaftliches.

357. Die Frage der Stufenbahn in New York. Von Dr. Mattersdorf. Zentralblatt 1923, Nr. 19/20, S. 115. Kurze Notiz.

### Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

358. Die Zementschlackensteinbauweise. Zement 1923, Nr. 9, S. 68—69. Sehr gute Erfahrungen des Hochbauamtes Elberfeld. Wesentliche Vorteile und Kostenersparnis bei dieser Bauweise gegenüber Ziegelmauerwerk. Mischungsverhältnis 1 : 12. Mindestdruckfestigkeit 70 kg/m², Gewicht 1200 kg/m³.

### Bauunfälle.

— — — —

### Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

359. Kein Streikrecht der Reichsbeamten. Anwendung strafrechtlicher Ausnahmebestimmungen. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1923, Nr. 5, S. 83—84. Ausführungen zu mehreren Reichsgerichtsurteilen.

360. Geldentwertung und langfristige Grundstücksverträge. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 18, S. 139. Reichsgerichtliche Entscheidung (V. 484/20 und V. 246/22 vom 6. Januar 1923). Gleichgewicht zwischen Sachleistung und Goldleistung. Grundsatz von Treu und Glauben.

361. Über die Prinzipien der wissenschaftlichen Betriebsführung mit Berücksichtigung des Bankenbetriebes. Taylor-Zeitschrift 1922, Nr. 11/12, S. 81—84. Auszug aus einem Vortrag des Hauptmanns Asztalos, Wien. Beispiel zur Feststellung der Anzahl der Geldnoten der verschiedenen Werte bei Gehaltszahlung in größeren Betrieben.

362. Das Schicksal der AEG-Bahn in Berlin. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1923, Nr. 7, S. 122. Begründung des reichsgerichtlichen Urteils, das zur Liquidation oder zum Konkurs der AEG-Tochtergesellschaft AEG.-Schnellbahn führen soll.

363. Die Gültigkeit des Frachtvertrags bei unrichtiger Inhaltsangabe im Frachtbrief. Von Dr. jur. Wilhelmy, Köln. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1923, Nr. 8, S. 135—136. Eine Entscheidung des Oberlandesgerichts Hamburg, die zugunsten der Eisenbahn lautet, wird als Fehlurteil angefochten.

364. Der Aufschwung Hamburgs als Welthafen. Deutsche Bztg. 1923, Nr. 20, S. 96. Zahl der eingelaufenen Schiffe 1922 = 10 879 (1913 = 15 073). Netto-Reg.-T.-gehalt 1922 = 13 Millionen, (1913 = 14 Millionen), Antwerpen und Rotterdam weisen niedrigere Zahlen auf.

Vgl. 332, 350.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

365. Geh. Baurat Prof. Dr. Dr.-Ing. e. h. Ulbricht †, Präsident der früheren Generaldirektion der sächsischen Staatsbahnen. Der elektr. Betrieb 1923, Nr. 4, S. 48, 1 Abb. Nachruf.

366. Ernst Kummer †. Von Dr.-Ing. Keller. Die Bautechnik 1923, Nr. 10, S. 73. Nachruf für den am 8. Februar verstorbenen Oberbaudirektor und Leiter des staatl. Wasserbauwesens in Preußen (1896—1901). Aufführung der wichtigsten von ihm geplanten und ausgeführten Seehafenbauten im In- und Ausland.

367. Der baureife Entwurf. Von Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe. Die Bautechnik 1923, Nr. 10, S. 78—79. Äußere Form und Inhalt einer Entwurfzeichnung. Massenberechnung.

368. Die 10. Baumesse Leipzig. Baumarkt 1923, Nr. 9, S. 87—107. Bericht über die vom 4. bis 9. März stattfindende Techn. und Baumesse.

---

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

### Das St. Lorenz-Projekt.

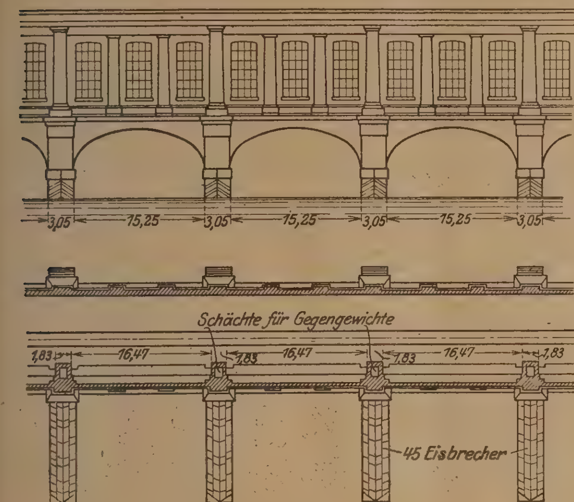
Der einzige Strom Nord-Amerikas in West-Ost-Richtung ist der St. Lorenz, der Abfluß der fünf großen nordamerikanischen Seen nach der Küste des Atlantischen Meeres. Er bildet damit einen natürlichen, zusammenhängenden, schiffbaren Wasserweg vom Herzen des Kontinents nach dem Meere von mehr als 3200 km Länge. Die Verkehrsbedeutung dieser Wasserstraße ist gewaltig. Die Seen allein ergeben zwischen Chicago und Buffalo etwa 1600 km Schiffahrtsweg im Innern des Landes. Der Verkehr auf ihnen übertrifft in Tonnen gerechnet den des Mittelländischen Meeres (100 000 000 t). Durch die Schleusen zwischen dem Oberen und dem Huron-See fahren etwa doppelt soviel Schiffe als durch den Suez- und Panama-Kanal zusammen. Der Schiffsverkehr in Detroit in Tonnen ausgedrückt ist in 9 Monaten größer als der Abgang in New York oder Liverpool. Im Gebiete der großen Seen leben etwa 40% (40 000 000) der ganzen Bevölkerung in den Vereinigten Staaten. Dazu zeichnet es sich aus durch einen bedeutenden Reichtum an landwirtschaftlichen und mineralischen Gütern, wie Getreide, Vieh, Eisen, Kohle, Kupfer. Das ist auch die Grundlage für eine starke, weitverzweigte Industrie geworden, die Mehl, Nahrungsmittel, Ausfuhrwaren, Autos, Schienen und schwere Eisenwaren und vieles andere erzeugt. Alle diese Güter gehen auf dem Wasserwege bis Buffalo, wo sie zweckmäßig auf die Bahn verfrachtet werden und die letzten 800 km bis zur See auf der Achse zurücklegen.

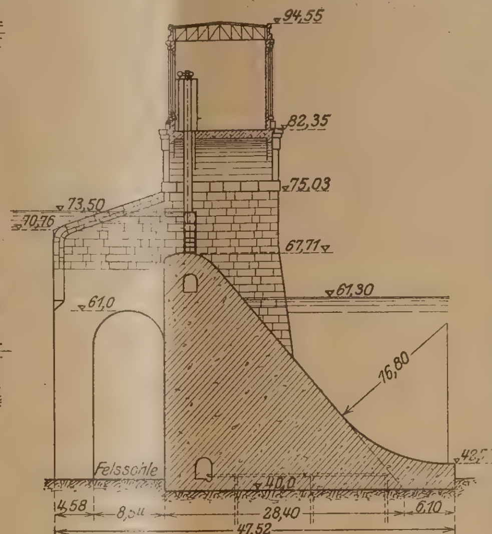
Zwischen dem Ostende des Erie-Sees, des östlichen, und dem Einfluß des St. Lorenz ins Meer — einer Entfernung von rund 620 km — liegen zwei natürliche Hindernisse, die die Durchgangsschiffahrt unterbinden: die Niagarafälle und die Stromschnellen des St. Lorenz. Zwar sind beide schon seit Jahren durch Kanäle und Schleusen umgangen worden. Diese sind aber so klein, daß sie für den großen Verkehr nahezu wertlos sind. Der Ausbau einer durchgehenden Wasserstraße, die von allen Schiffen der großen Seen befahrbar ist, wird deshalb von allen Seiten gefordert. Die kanadische Regierung hat den Bau eines Umgehungskanals an den Niagarafällen auch bereits in Angriff genommen. Über diesen sog. Welland-Kanal ist in Nr. 3 u. 17 dieser Zeitschrift, Jg. 1922, bereits berichtet worden. Der Kanal ist für 15 000 t-Schiffe berechnet. Die Schleusen haben 240 × 24 × 9 m Abmessungen. Die Kanaltiefe wird zunächst auf 7,5 m gebracht, kann aber bei Bedarf auf 9 m vergrößert werden. Die Baukosten sind auf 80 000 000 Dollar veranschlagt. Der Bau soll 1925 beendet sein.

Dieser Kanal wird aber erst dann seine volle Bedeutung erlangen, wenn auch der St. Lorenz schiffbar gemacht sein wird. Von den 200 000 000 t Gütern, die aus dem Seengebiet nach der Küste des Atlantischen Ozeans jährlich gehen, wird dann ein beträchtlicher Teil den billigeren Wasserweg bevorzugen. Über diesen Bau liegen bisher nur Entwürfe vor. Die Ausmaße der geplanten Arbeit lohnen einen kurzen Bericht. Alle Pläne benutzen Kanäle und Schleusen, um die Stromschnellen zu umgehen. Die Gesamtlänge der Kanäle liegt bei 50 km, ihre Tiefe ist mit 9 m angenommen (wie beim Wellandkanal). Der erste Entwurf ist von einem Ausschuß bearbeitet worden, den die amerikanische und kanadische Regierung gemeinsam eingesetzt und damit die Wichtigkeit des ganzen Planes unterstrichen hatten. Nach einjährigen Vorarbeiten kam der Ausschuß 1920 zu dem Ergebnis, daß die Schiffbarmachung des St. Lorenz „wünschenswert, tunlich und in den Kosten erschwinglich" sei. Die Kosten wurden 1920 auf 252 000 000 Dollar geschätzt, der Ertrag an Wasserkraft auf 1 464 000 PS.

Demgegenüber schlägt H. Cooper, einer der bekanntesten amerikanischen Wasserbauingenieure, einen anderen Entwurf vor, der auf 400 000 000 Dollar veranschlagt wird, aber 2,4 Mill. PS gewinnen lassen und die gesamte Stromstrecke bis zur See voll schiffbar machen würde.

Dieser Entwurf umfaßt die Strecke zwischen Ogdensburg am Ontariosee und Montreal, die 120 Meilen (190 km) lang ist und 66 m Gefälle besitzt, von denen etwa 60 m zur Kraftgewinnung ausgenutzt werden könnten. Der schwierigste Punkt des ganzen Bauplanes ist die




Abführung des Eises ohne zu große Schäden der baulichen Anlagen und ohne Unterbrechung der Kraftgewinnung. Zwei Kraftanlagen an den Niagarafällen sind lehrreiche Vorbilder, wie die Wasserentnahme gegen die Fließrichtung mit Rücksicht auf den Eisgang gelegt werden muß und wie nicht. Nur die Abzapfung des Wassers unter 90° gegen die Strömung gewährt Eisfreiheit, weil der Abfluß nach den Turbinen langsamer geht als die freie Strömung, das Eis aber stets nach der größeren Strömung gezogen wird. Der gewaltige Umfang des Eisganges geht daraus hervor, daß die stündliche Abflußmenge bei starkem Eisgang auf 675 000 t Eis veranschlagt wird. Die Abführung des Eises über die Sperrmauern ist nach beistehender Abbildung gedacht. Bemerkenswert sind die langen, vorgestreckten Eisbrecher in 18 m Abstand, auf denen die großen Schollen gebrochen und unschädlich über die Mauerkrone abgeführt werden sollen. Auf diese Weise hofft man außerdem die Schwierigkeiten ganz zu beseitigen, die Montreal alljährlich beim Eisgang hat.

Die wirtschaftlichen Folgen dieses Baues würden außergewöhnlich sein: 1. Ein Schiffahrtsweg wäre damit geschaffen, der während der schiffbaren Zeit 200 Mill. t Güter bewältigen kann. 2. Ersparnis an Kohlen und Arbeit. Die Kraftgewinnung würde zu etwa 1/4 zugunsten der Vereinigten Staaten, 3/4 zugunsten Kanadas sein. Da aber die kanadische Industrie zurzeit für solche gewaltige Kraftmenge noch nicht aufnahmefähig ist, würden die Vereinigten Staaten vorläufig ein williger Abnehmer sein und Nutzen daraus haben. Nach statistischen Ermittlungen der amerikanischen Regierung erspart eine durch Wasserkraft erzeugte Pferdestärke rund 10 t Kohlen, ferner muß auf etwa 300 t Kohle eine Arbeitskraft in den Gruben gerechnet werden. 3. Die Entlastung der Eisenbahn von Kohlentransporten. 1 PS macht etwa 100 Dollar Eisenbahneigentum für andere nützliche Aufgaben frei. 4. Die Gewinnung von 1 PS aus Wasser erspart im großen Durchschnitt 35 Dollars jährlich gegenüber anderen Mitteln der Krafterzeugung. 5. Die Erstellung von Kraftquellen so großen Umfangs wird ein starker Anreiz für viele Industrien sein, sich in den benachbarten Staaten Ost-Ontario, West-Quebec, New England und New York anzusiedeln und diesen viele Vorteile bringen. 6. Die neuen Kraftquellen am St. Lorenz und die bestehenden am Niagara werden die jemals größte Krafterzeugung auf begrenztem Raume sein und in Verbindung mit der natürlichen Fruchtbarkeit und dem Reichtum an Rohstoffen ungeahnte Entwicklungsmöglichkeiten für das mittlere Gebiet des Kontinents eröffnen. (Nach Journal of the American Institute of Electrical Engineers, Vol. XLI Nr. 11, November 1922).

Dr.-Ing. Gläsel.

## Beitrag zur Berechnung von kontinuierlichen Platten und Balken.

Von Kurt Schieneis
Fachlehrer am städtischen Technikum Hildburghausen.

Bei einem kontinuierlichen Balken ist bekanntlich das Moment

1) in den Außenfeldern $= \frac{p\,l^2}{11}$ und

2) in den Innenfeldern $= \frac{p\,l^2}{14}$,

somit erhält man bei gleichen Stützweiten zwei verschieden große Momente, also auch verschiedene Eiseneinlagen bei gleichbleibender Höhe.

Es sei z. B. die Gesamtbelastung $q = 500$ kg/m² und die einzelnen Stützweiten $l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = 4{,}00$ m, dann wird das Moment:

1) in den Außenfeldern: $\frac{q\,l_1^2}{11} = \frac{500 \cdot 4{,}0^2}{11} \cdot 100 = 72\,730$ cmkg

2) in den Innenfeldern: $\frac{q\,l_2^2}{14} = \frac{500 \cdot 4{,}0^2}{14} \cdot 100 = 57\,000$ cmkg

und es wird: $h - a = 0{,}411 \cdot \sqrt{\frac{72\,730}{100}} = 11{,}05$ cm;

$$h = 11{,}05 + 1{,}45 = 12{,}50 \text{ cm}$$

$$f_e = 0{,}002\,28 \cdot \sqrt{72\,730 \cdot 100} = 6{,}15 \text{ cm}^2$$

Soll nun, wie es in der Regel ist, die Deckenhöhe durchweg dieselbe sein, so ist der Koeffizient $v$ zu suchen und $h - a$ als gegeben zu betrachten.

$$v = \frac{h - a}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{11{,}05}{\sqrt{\frac{57\,000}{100}}} = 0{,}4625$$

für diesen Wert von $v$ findet man in der Dimensionierungstabelle ($\sigma_e = 1200$ kg/cm²) $\sigma_b = 35$ kg/cm², somit wird

$$f_e = 0{,}002\,03 \cdot \sqrt{57\,000 \cdot 100} = 4{,}85 \text{ cm}^2.$$

Um sowohl in den Innenfeldern, als auch in den Außenfeldern gleiche Betonbeanspruchung und gleiche Dimensionen zu erhalten, müßten die Außenfelder eine kleinere Stützweite erhalten, es ist also:

$$\frac{q\,l_1^2}{11} = \frac{q\,l_2^2}{14}$$

und es wird $l_1^2 = \frac{q\,l_2^2 \cdot 11}{14 \cdot 9} = 0{,}785\,71\,l_2^2$.

Ist zum Beispiel

$$l_1 + l_2 + l_3 + l_4 = 4{,}0 \cdot 4 = 16 \text{ m},$$

so erhält man $4 \cdot 4{,}0 = 2\,l_1 + 2\,l_2$,

es war aber $l_1^2 \cong 0{,}786\,l_2^2$,

also $l_1 = 0{,}887\,l_2$,

setzt man diesen Wert für $l_1$ ein, dann ist:

$$4 \cdot 4{,}0 = 2 \cdot 0{,}887\,l_2 + 2\,l_2 = 1{,}774\,l_2 + 2\,l_2 = 3{,}774\,l_2,$$

somit $l_2 = \frac{16{,}00}{3{,}774} = 4{,}25$ m

und $l_1 = \frac{16{,}00 - 2 \cdot 4{,}25}{2} = 3{,}75$ m

$$M_{l_1} = \frac{q\,l_1^2}{11} = \frac{500 \cdot 3{,}75^2}{11} \cdot 100 = 64\,000 \text{ cmkg}$$

$$M_{l_2} = \frac{q\,l_2^2}{44} = \frac{500 \cdot 4{,}25}{14} \cdot 100 = 64\,000 \text{ cmkg}$$

und es wird nun

$$h - a = 0{,}411\,\sqrt{64\,000 : 100} = 10{,}40 \text{ cm}$$

$$f_e = 0{,}002\,28\,\sqrt{\frac{64\,000}{100}} = 5{,}76 \text{ cm.}$$

Genauere Werte geben die Formeln:

1) für die Außenfelder: $M_{l_1} = \frac{g\,l_1^2}{14} + \frac{p\,l_1^2}{10}$ und

2) für die Innenfelder: $M_{l_2} = \frac{(g + 2\,p)\,l_2^2}{25}$

Sollen wiederum die Momente $M_{l_1}$ und $M_{l_2}$ einander gleich werden, dann muß

$$\frac{g\,l_1^2}{14} + \frac{p\,l_1^2}{10} = \frac{(g + 2\,p)\,l_2^2}{25}$$

sein und hieraus wird:

$$l_2^2 = \frac{\left(\frac{g\,l_1^2}{14} + \frac{p\,l_1^2}{10}\right) \cdot 25}{g + 2\,p} = \frac{25\,l_1^2\left(\frac{g}{14} + \frac{p}{10}\right)}{g + 2\,p}$$

$$= \frac{5\,l_1^2\,(5\,g + 7\,p)}{14\,(g + 2\,p)} = 0.357\,l_1^2\,\frac{5\,g + 7\,p}{g + 2\,p}$$

also $$l_2 = \sqrt{0{,}357\,l_1^2\,\frac{5\,g + 7\,p}{g + 2\,p}} = 0{,}6\,l_1\sqrt{\frac{5\,g + 7\,p}{g + 2\,p}}$$

Es ist aber wieder z. B.:

$$4 \cdot 4{,}0 = 2\,l_1 + 2\,l_2 = 2\,l_1 + 2 \cdot 0{,}6\,l_1\sqrt{\frac{5\,g + 7\,p}{g + 2\,p}}$$

Es sei $g = 288$ kg/m² und $p = 212$ kg/m², da $g + p = q = 500$ kg/m² war.

$$16 = 2\,l_1 + 2 \cdot 0{,}6\,l_1\sqrt{\frac{5 \cdot 288 + 7 \cdot 212}{288 + 2 \cdot 212}} = 2\,l_1 + 1{,}2\,l_1\sqrt{4{,}11}$$

$$= 2\,l_1 + 1{,}2\,l_1 \cdot 2{,}032 = 2\,l_1 + 2{,}44\,l_1 = 4{,}44\,l_1,$$

also wird

$$l_1 = \frac{16{,}00}{4{,}44} = 3{,}60 \text{ m und } l_2 = \frac{16{,}00 - 2 \cdot 3{,}60}{2} = 4{,}40 \text{ m}.$$

und somit:

$$M_{l_1} = \frac{g\,l_1^2}{14} + \frac{p\,l_1^2}{10} = \frac{288 \cdot 3{,}60^2}{14} + \frac{212 \cdot 3{,}60^2}{10} = 550 \text{ mkg}$$

$$M_{l_2} = \frac{(g + 2\,p)\,l_2^2}{25} = \frac{(288 + 2 \cdot 212) \cdot 4{,}40^2}{25} = 550 \text{ mkg}.$$

---

Es lassen sich nun für bestimmte Werte von g und p die einzelnen Wurzelwerte und mit diesen ohne Schwierigkeit die Größe $l_2$ errechnen. Z. B. für $g = 0{,}10 \cdot 2400 = 240$ kg/m² und $p = 300$ kg/m²,

wird $$l_2 = 0{,}6\,l_1\sqrt{\frac{5 \cdot 240 + 7 \cdot 300}{240 + 2 \cdot 300}} = 0{,}6\,l_1\sqrt{3{,}93} = 0{,}6\,l_1 \cdot 1{,}989$$

$$l_2 = 1{,}1934\,l_1$$

Im folgenden seien einzelne dieser Werte für $l_2$ zusammengestellt:

| h | g | p = 300 | = 500 | = 250 kg |
|---|---|---|---|---|
| 0,08 | 192 | 1,176 | 1,160 | 1,187 |
| 0,09 | 216 | 1,182 | 1,164 | 1,193 |
| 0,10 | 240 | 1,193 | 1,168 | 1,197 |
| 0,11 | 264 | 1,196 | 1,172 | 1,203 |
| 0,12 | 288 | 1,199 | 1,175 | 1,207 |
| 0,13 | 312 | 1,202 | 1,178 | 1,211 |
| 0,14 | 336 | 1,205 | 1,181 | 1,215 |
| 0,15 | 360 | 1,209 | 1,184 | 1,219 |
| 0,16 | 384 | 1,212 | 1,187 | 1,223 |
| | | mal $l_1$ | | |

Z. B. $l_2 = 1{,}176\,l_1$

Anzahl der Felder $= n$

Stützweite $l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + \ldots = L$

$$n \cdot \frac{L}{n} = 2\,l_1 + (n - 2)\,l_2,$$

da aber $l_2 = 1{,}176\,l_1$ ist, so erhält man durch Einsetzen:

$$n \cdot \frac{L}{n} = 2\,l_1 + (n - 2)\,1{,}176\,l_1,$$

woraus $l_1$ errechnet werden kann, und $l_2$ ist dann: $\frac{L - 2\,l_1}{n - 2}$.

## Verschiebung eines eisernen Viaduktes.

In der Nähe von Pittsburgh wurde kürzlich ein 225 m langer und maximal 45 m hoher eiserner Viadukt auf Gerüstpfeilern parallel zur Brückenachse um eine Entfernung von 23 m verschoben. Die Brücke war vor 28 Jahren gebaut worden, zeigte sehr starke Schwächung der Stabquerschnitte infolge Rostens und hielt auch die im Laufe der Jahre größer gewordenen Verkehrslasten nicht mehr aus, weshalb man sich entschloß, an Stelle der bestehenden eisernen Brücke eine Eisenbetonbogenbrücke zu erstellen. Um den über die Brücke gehenden sehr starken Personen- und Fuhrwerksverkehr nach Möglichkeit nicht zu unterbrechen, wurde die bestehende eiserne Brücke verschoben und kurze Teile der Zufahrtswege neu erstellt, sodaß nach Verschiebung der Brücke der Verkehr während der Bauzeit der Eisenbetonbrücke provisorisch über die alte Brücke umgeleitet werden konnte. Der Verschiebungsvorgang gestaltete sich folgendermaßen: Die Brücke wurde an 13 Stellen, die 10 bis 30 m voneinander entfernt waren, hydraulisch gehoben, und nachdem Träger und Rollen untergeschoben waren, wurde die ganze Brücke auf Holzstapel und Holzschwellen abgesenkt, auf denen sie dann vermittels elektrischer Spills an ihren neuen vorübergehenden Standort 23 m entfernt verschoben wurde. Die Vorbereitungen zum Ausfahren der Brücke hatten 6 Wochen gedauert, das Ausfahren selbst erforderte nur eine Zeit von etwa 15 Stunden. Der Fußgängerverkehr wurde lediglich 15 Stunden unterbrochen, der Fuhrwerksverkehr etwa 30 Stunden. (Bericht aus Engineering News Record, Nr. 24, vom 14. Dezember 1922.) Dr.-Ing. Finter.

## Die Untersuchung von Straßenasphalt auf der Baustelle.

Um jederzeit die Zusammensetzung und die Eigenschaften der beim Bau von Asphaltstraßen erforderlichen Materialien feststellen zu können, wird die Einrichtung eines kleinen behelfsmäßigen Laboratoriums auf der Baustelle vorgeschlagen, das die für Asphaltuntersuchungen erforderlichen Apparate enthält: Vikatnadel, Wagen zum Abwiegen der Beimengungen, Siebe verschiedener Maschenweite, Thermometer u. a. m. In dem Originalartikel werden insbesondere die Verfahren beschrieben, mit denen es möglich ist, in aller Kürze auf der Baustelle sich ein klares Bild über die Zusammensetzung der Asphaltmischungen, ihrer einzelnen Bestandteile und deren Geeignetheit zum Einbau zu machen. Insbesondere werden Zahlenangaben über Asphalttemperaturen, günstigste Mischungsverhältnisse und Korngrößen von Sand und anderen Zuschlagsstoffen gebracht. (Bericht aus der Engineering News Record, Heft 26 vom 28. Dezember 1922.)

Dr.-Ing. Finter.

## Bau eines großen Wasserbehälters für die Wasserwerke von Cleveland, Ohio.

Bericht von Dipl.-Ing. W. Lydtin, Karlsruhe i. B.

Hierüber berichtet die Zeitschrift Engineering News Record Bd. 89, Nr. 22 v. 30. Nov. 22; einige Angaben hieraus seien im folgenden wiedergegeben.



Abb. 1. Baldwin-Reservoir. Blick ins Innere.

Es handelt sich um einen Wasserbehälter von großen Abmessungen, das sog. Baldwin-Reservoir, das als Reinwasserbehälter einen Teil einer neuen Reinigungsanlage darstellt. Der in 2 Becken unterteilte Behälter hat eine Flächenausdehnung von 316 auf 168 m und

eine Höhe von rd. 12 m und ist wohl der größte bedeckte Behälter in Amerika. Die Zuführung des Wassers aus den Filtern erfolgt von einem Kanal aus, der sich auf der Nordseite der beiden Becken 6,5 m über dem Behälterboden hinzieht; auf der gegenüberliegenden Seite wird die Entnahme durch 2 Leitungen bewerkstelligt, denen das Wasser durch eine Reihe von Öffnungen zufließt (Abb. 1).

Das Becken liegt auf Schieferton auf. Der Behälterboden besteht aus einem durchgehenden Unterbeton von 10—30 cm Stärke zur Ausgleichung der unregelmäßigen Felsoberfläche und aus einer 23 cm starken Betonplatte, die in Einzelflächen von 6,20 × 6,20 m aufgeteilt ist mit Trennungsfugen auch gegenüber den Säulen; diese Fugen sind auf den untersten 10 cm ½″ stark und nehmen nach oben auf 1″ zu und werden mit heißem Bitumen ausgegossen; der Boden hat nach der Mitte des Behälters zu ein leichtes Gefälle von rd. ½ m.

Die auf Säulen aufruhende Decke besteht aus Kreuz- und Tonnengewölben; Decke und Säulen werden als zusammenwirkend betrachtet. Die mittleren zwei Säulenreihen in jedem Becken sind durch Zwischenwände ausgesteift (vgl. Abb. 1, 2, 3). Die einzelnen Säulen werden in einem Arbeitsgang bis zum Ansatz der Deckengewölbe betoniert; in der Decke werden die Arbeitsfugen auf Stellen in der Mitte der Spannweiten beschränkt und in den an die Umfassungswände anschließenden Tonnengewölben über die Wandtrennungsfugen verlegt, die in Abständen von 18,6 m angeordnet sind. Abb. 5 zeigt die wasserdichte Ausbildung einer Wandtrennungsfuge. Die zwischen 2 Fugen verbleibenden Wandteile werden in 2 Abschnitten hergestellt mit einer wagerecht verzahnten Konstruktionsfuge, die bei den Außenwänden etwa in halber Höhe und bei der Zwischenwand in der Höhe der Fußverbreiterung liegt (siehe Abb. 3, 4, 5). Es wurden 3 Klassen Beton verwendet:

1. 1 : 3 : 5 mit Steinen bis 2½″, 12 600 cbm für die Gründung der Mauern,
2. 1 : 3 : 5 „ „ „ 1½″, 42 200 „ für Wände, Decke und Unterbeton,
3. 1 : 2 : 4 „ „ „ 1 „ 24 800 „ für Säulen, Boden und Kanäle.

Für die Säulen kommen eiserne Schalungen, für die Deckengewölbe und Wände hölzerne Formen in großen Tafeln zur Anwendung.

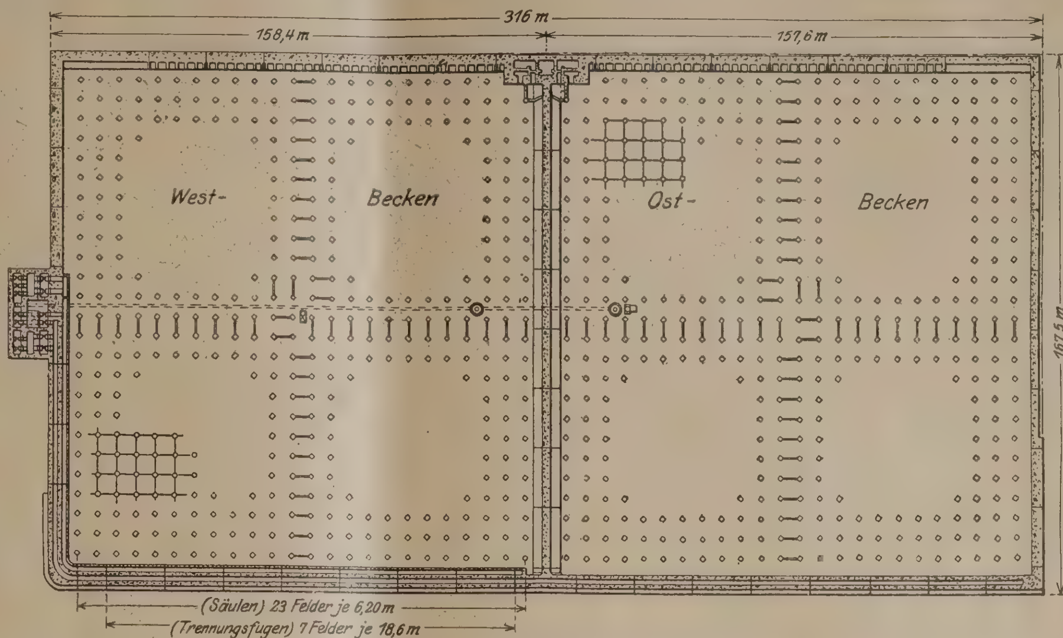


Abb. 2. Grundriß des Behälters.

Die Betonmischanlage ist in einem hölzernen Stockwerksgerüst angeordnet; sie besteht aus 2 Mischern von je 0,8 m³ Inhalt, die je für sich aus den darüber liegenden Sand- und Kiesbehältern mit dazwischen geschalteten Meßtrichtern versorgt werden, während die Entleerung beider Mischer nach einem gemeinsamen Trichter erfolgt, von dem aus die auf Wagen aufgestellten Betonfördergefäße gefüllt werden. 3 Elevatoren mit einer Leistung von 75 Tonnen/Stunde füllen die Behälter aus den angefahrenen Sand- und Kieshaufen. Der Zement wird auf einem Bandförderer mit einer Leistung von 400 Sack/Stunde vom Lagerraum zur Mischanlage geschafft. Beim Betonieren wurden Leistungen von 9000—14 000 m³/Monat erzielt.

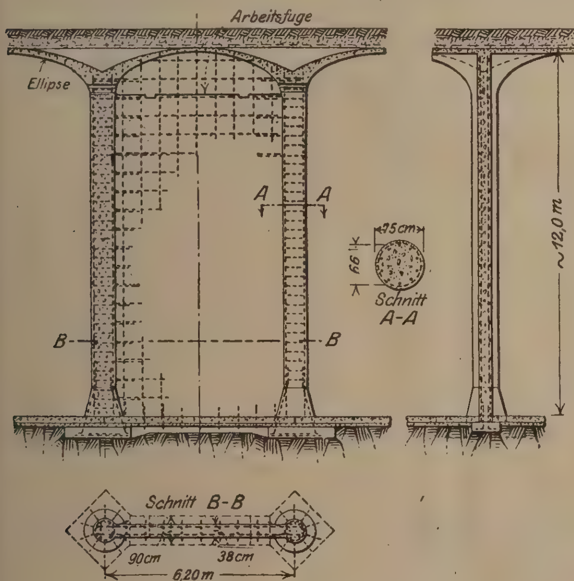


Abb. 3. Säulen und Gewölbe mit Vertiefungswand.

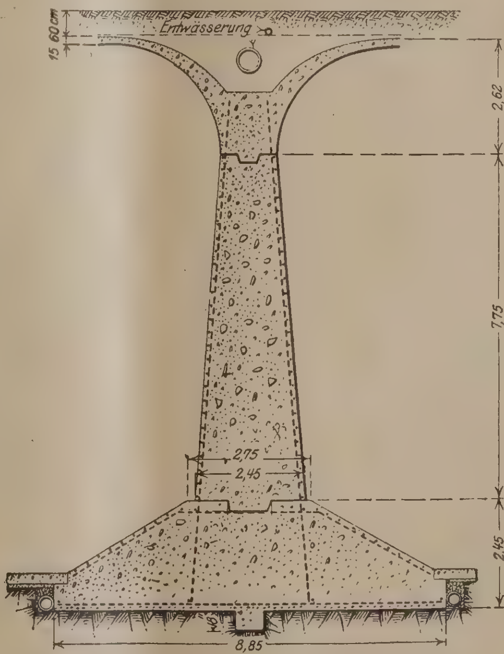


Abb. 4. Trennungswand zwischen den beiden Becken.

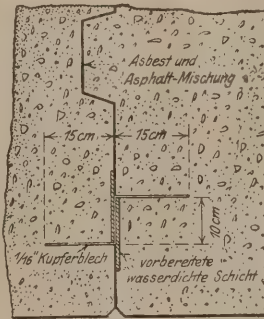


Abb. 5. Ausbildung des wasserdichten Abschlusses in einer Trennungsfuge.

Die wesentlichste Einrichtung für die Bauausführung des Behälters ist die Anlage einer Kabelkranbahn mit 2 Türmen, die auf Gleisen parallel zu den Längsseiten des Beckens beweglich ist. Die Kabelbahn dient nicht nur zur Beförderung der Betonmassen von den Wagen zur Verwendungsstelle, sondern auch zum Baugrubenaushub und zum Transport der Schalungsformen, Gerüsthölzer und Bewehrungseisen, so daß weitere Hilfsmittel zur Materialbeförderung vollständig entbehrt werden können. Die Kabelbahn ist bei 240 m Spannweite mit einem 2½″ starken Hauptkabel ausgerüstet; die hölzernen Krantürme sind 26 m hoch. Der Beton wird in Boden-

klappengefäßen von 5,3 m³ Inhalt mit einem Gesamtgewicht von 16 t befördert; gelegentlich hatte das Kabel Lasten bis zu 30 t zu tragen. Ein 306 PS-Motor treibt die Hub- und Fördertrommeln an; ein 75 PS-Motor besorgt die Verschiebung der Türme. Die Fördergeschwindigkeit der Kabelbahn beträgt bis 6 m/s. und die Verschiebungsgeschwindigkeit der elektrisch gekuppelten Türme 0,5 bis 0,75 m/s.

Die Ausführung des Behälters mit Hilfe der Kabelkranbahn hat sich als sehr günstig erwiesen; der Bericht hebt ihre große Beweglichkeit und die Anpassungsfähigkeit hinsichtlich der Beförderung der verschiedensten Lasten besonders hervor.

### Eisenbeton-Schleuder-Rohre.

Nach Engineering News-Record Bd. 89, Nr. 20 v. 16. Nov. 22.

Die Herstellung von Masten und Röhren nach dem Schleuderverfahren erfolgte bekanntlich zuerst in Deutschland, später auch im Ausland. Das im obigen Bericht mitgeteilte Verfahren der Lock Joint Co, Ampere N. J. zeigt einzelne Besonderheiten in der Herstellung. Das Wesentliche bei der Herstellung der Eisenbetonrohre nach diesem Verfahren besteht in der Anordnung von gußeisernen Ringen an den Enden der einzelnen Rohrstücke (die Ausbildung derselben ist ähnlich der im Bauingenieur Heft 15, 1922, S. 478 wiedergegebenen; die gußeisernen Ringe liegen aber außen bündig). Es wird eine gute dichte Stoßausbildung erzielt, außerdem geben die Ringe in Verbindung mit den Längseisen der Bewehrung, die mit dem innerhalb gelegenen Drahtnetz bzw. noch mit einer Spiralbewehrung verbunden sind, ein kräftiges Gerippe ab, das für sich vom Formgerüst abgehoben und in die Schalung zum Betonieren eingelegt werden kann. Letztere besteht aus 2 halbkreisförmigen eisernen Mantelflächen, die sich bündig auf die Endringe legen. 2 Ringe, die in Drahtseilen ohne Ende aufgehängt sind, umschließen dann die Mantelflächen; durch die umlaufenden Drahtseile wird dem Ganzen die Drehbewegung erteilt mit n = 200 Umdrehungen/min.

Die einzelnen Rohre haben eine Länge von 4 m und bei 2½″ Wandstärke einen inneren Durchmesser von 50 bzw. 67 cm. Die Mischung 1 : 2 stellt eine Mörtelmischung dar. Nach ihrer Einfüllung in die Form wird 15 Minuten lang gedreht, worauf ein Abbürsten der Innenfläche und ein Ableiten des überschüssigen Wassers erfolgt. Nachdem reiner Zement für eine Wandbekleidung von 1,5 mm Stärke beigegeben ist, wird weitere 20 Minuten gedreht. Dann wird das Rohr mit der Form 18 Stunden lang in einer Dampfkammer getrocknet. Der Gebrauch der Rohre erfolgt in einem Alter von 2 Wochen. Festigkeitsprüfungen der Mischung liegen nicht vor; dagegen haben die Rohre Betriebsdrücken von 3,5 at und einem Probedruck von 14 at gut standgehalten.

Bei den angegebenen Abmessungen der Rohre wird dem letzteren Druck eine Zugbeanspruchung des Betons von rd. 55 kg/cm² entsprechen; die mit dem Verfahren erzielte Festigkeit ist also beträchtlich.

Dipl.-Ing. W. Lydtin, Karlsruhe.

### Die größten Verladebrücken der Welt.

Zwei Verladebrücken von je 200 m Länge, davon 135 m landund 65 m wasserseitig, zum Ausladen großer Spezialdampfer von 10 000 t Fassungsvermögen bestimmt, wurden kürzlich für eine holländische Großfirma in Rotterdam[1]) gebaut. Die Schiffsräume werden mit einem verhältnismäßig großen Greifer von 30 t Tragkraft bis zu etwa ⁴/₅ entleert. Da die Entladung des kleinen Restes durch den großen Greifer verhältnismäßig viel Zeit beanspruchen, die Leistungsfähigkeit der Anlage also nicht voll ausgenutzt würde, wird das fast entleerte Schiff meist verholt und durch kleinere Hebezeuge vollständig entladen, während der großen Verladeanlage wieder ein vollbeladenes Schiff zugeführt wird. Die Arbeitsgeschwindigkeiten sind trotz der großen Tragkraft sehr groß. Sie betragen etwa 60 m/min für das Heben, 360 m/min für das Katzenfahren und 20 m/min für das Brückenfahren; bei Motorleistungen von 640, 460 und 400 PS. Bei diesen Geschwindigkeiten können 500 t von Schiff zu Schiff und 500 t vom Schiff zum Lager umgeschlagen werden. Diese Leistungen können unter Umständen auf das 1½fache gesteigert werden. Da die Katze eine begrenzte Drehbewegung ausführen kann, läßt sich eine Schiffsluke ohne Verfahren der Brücke bestreichen, auch können die beiden Brücken so nahe zusammengerückt werden, daß bei großen Schiffen zwei nebeneinander liegende Luken vollständig bestrichen werden können. Mit ihren Abmessungen, ihrer Leistungsfähigkeit und Tragkraft stellen diese beiden Verladebrücken die größten Bauwerke ihrer Art dar.



## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNG.

### Eine neuzeitliche automatische Maschine zur Gewinnung von Mauersteinen aus Beton jeder Art.

Die Maschinenfabrik von Dr. Gaspary und Co. in Markranstädt bei Leipzig hat eine neuzeitliche automatische Maschine zur Gewinnung von Mauersteinen aus Beton jeder Art hergestellt. Da es in der Zeit der Wohnungsnot von besonderer Bedeutung ist, weitere Kreise auf jede Möglichkeit aufmerksam zu machen, Bausteine aus Beton wirtschaftlich zu gewinnen, wird die nachfolgende Mitteilung bei allen Beteiligten Interesse finden, und zwar um so mehr, als zur Herstellung von Beton auch jegliches geeignete Schlackenmaterial verwendet werden kann und hier vorwiegend benutzt werden soll. Dieses Schlackenmaterial gelangt aus einer Kipplori in einen Aufgabetrichter und von diesem über eine Schüttelrinne in einen Walzenbrecher. Diesem ist ein Magnetapparat vorgeschaltet, um etwa in der Schlacke noch vorhandene Eisenteile rechtzeitig abzufangen. Die gebrochenen Schlacken kommen alsdann in den Elevator, der sie einem großen Vorratsbehälter zuführt; dieser enthält in einer besonderen Abteilung zudem die später zuzumischenden Bindemittel. Mit Hilfe drehbarer, an den Behälter angeschlossener Teller wird alsdann das Material in genau eingestelltem Verhältnis einem Mischtrog zugeleitet und zunächst trocken, dann naß gemengt. Hierauf gelangt die fertige Masse in den Vorratsbehälter der eigentlichen Steinmaschine. Von hier aus wird sie in den Formkasten übergeführt, in dem maschinell betriebene Stampfer in Tätigkeit treten, um das Mörtelmaterial zu Bausteinen zu verdichten. Nach einer gewissen Anzahl von Schlägen wird der Stampfer selbsttätig stillgesetzt. Durch Hochheben des Formkastens gibt dann die Steinmaschine die Steine auf ihrem gemeinsamen Unterlagsbrett frei. Es werden auf diese Art, je nach Größe der Maschine, 5—14 Steine gleichzeitig vollkommen selbsttätig gewonnen. Die Stundenleistung schwankt zwischen 750—2000 Steinen. Von der Maschine weg gehen Bretter mit den fertigen Formlingen auf Transportwagen der ersten Erhärtung zu, um nach zwei bis drei Tagen im Freien aufgestapelt zu werden. Die gesamte Anlage erfordert nur etwa 6 Arbeiter, zwei zum Zubringen des Materials, zwei an der Stampfmaschine und je einen Mann zum Stapeln der Steine und für sonstige Hilfeleistungen. Mit Hilfe auswechselbarer Einrichtungen lassen sich jeweilig die landesüblichen Steinformate erzeugen.

M. F.

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. Jan. 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. S 54 703. Gottlieb Szymansky, Sonnebeck, Landkr. Essen, Rhld. Fußmuffe für Grubenstempel. 8. XI. 20.

Kl. 19 f, Gr. 2. K 69 132. Dipl.-Ing. Alfred Kunz, München, Neuturmstr. 5. Abstützung von zwei gestoßenen Tunnelrüstungs- oder Stollenbögen. 6. VI. 19.

Kl. 20 i, Gr. 41. B 103 432. Dr.-Ing. Hans Busse, Berlin-Friedenau, Deidesheimer Str. 1, und Eduard Thofehrn, Charlottenburg, Grolmannstr. 37. Einrichtung zur Herstellung eines selbsttätigen Zugmeldebuchs für Blockstationen o. dgl. 9. II. 22.

Kl. 37 e, Gr. 10. A 29 297. Otto Arndt, Liegnitz, Neue Goldbergstraße 19b. Mehrteiliges Schalungsgerüst; Zus. z. Pat. 263 484. 30. IV. 17.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 8. Jan. 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. B 103 585. Wilhelm Braun, Essen-Bredeney, Tirpitzstraße 39. Vorrichtung zur Verarbeitung zerbrochener Grubenstempel an Ort und Stelle unter Tage. 16. II. 22.

[1]) Von der Demag, Duisburg.

Kl. 5 c, Gr. 4. W 56 402. August Winz, Essen, Hedwigstr. 3. Durch einen Doppelkeil einstellbarer, mehrteiliger eiserner Grubenstempel. 4. X. 20.

Kl. 19 a, Gr. 28. P 44 647. Erwin Palkowsky, Köln, Moltkestr. 129. In den Bagger eingebaute Vorrichtung zum stetigen Rücken des Gleises. 22. VII. 22.

Kl. 20 i, Gr. 15. Z 13 128. Johann Zeidler, Magdeburg, Gr. Deisdorfer Str. 15. Selbsttätige Umstellvorrichtung für Weichen. 15. V. 22.

Kl. 20 i, Gr. 34. K 82 677. Arthur Kirschen, Dresden, Hindenburgstr. 13. Selbsttätige Übermittelung von Streckenverhältnissen und Gefahren auf Schienenfahrzeuge. 12. VII. 22.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 58 523. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen. Aufhängevorrichtung für Fahrdrähte elektrischer Grubenbahnen. 4. I. 22.

Kl. 37 b, Gr. 3. M 71 564. Jakob Melles, Brieg. Mit Zement umkleidetes räumliches Baugebilde aus Runddrähten. 20. XI. 20.

Kl. 84 a, Gr. 6. V 17 536. Fa. J. M. Voith, Heidenheim a. d. Brenz. Rechenreinigungsvorrichtung mit Rechenharke. 16. VI. 22.

Kl. 85 b, Gr. 2. S 51 538. Otto Spengler, Friedberg, Hessen. Verfahren zum Enthärten von Wasser, bei welchem das Wasser in feiner Zerstäubung quer auf einen Wasserdampfstrahl prallt. 13. XI. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. Jan. 1923.

Kl. 19 a, Gr. 11. N 20 985. Hans Naumann, Leipzig, Brandenburger Str. 20. Schienenbefestigung auf Doppelhakenplatten. 4. IV. 22.

Kl. 19 a, Gr. 15. Sch 59 043. Friedrich Schwerd, Hannover, Welfengarten 1. Verfahren zur Verbindung von Eisenbahnschienen. 6. VIII. 20.

Kl. 80 a, Gr. 7. R 50 886. Curt Arthur Rammer, Mügeln, Bez. Leipzig. Mischmaschine für Beton, Mörtel u. dgl. 16. VIII. 20.

Kl. 84 a, Gr. 3. S 57 699. Pierre Samain, Cusy, Frankr.; Vertr.: H. Caminer, Pat.-Anw., Berlin W. 62. Selbsttätiger Wasserstandsregler für Talsperren usw. 29. IX. 21. Belgien 29. IX. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 77 180. Willy Müler, Klein Räschen, Nied. Lausitz. Aufsatzschaufel für Baggerlöffel zur Beseitigung von Deckschichten. 27. III. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. Jan. 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. B 87 936. Wilhelm Breil, Essen-Bredeney, Tirpitzer Str. 33. Verfahren zum Einbringen von Vergußbeton hinter die Schachtauskleidungen in nassen Schächten. 30. XI. 18.

Kl. 5 c, Gr. 4. H 88 844. Haniel & Lueg G. m. b. H., Düsseldorf-Grafenberg. Anschluß der von unten aufgebauten eisernen Schachtauskleidung an den festliegenden Keilkranz. 22. II. 22.

Kl. 19 a, Gr. 31. S 59 593. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Verfahren zum Metallisieren der Enden von Eisenbahnschienen. 27. IV. 22.

Kl. 20 k, Gr. 9. Sch 65 333. Wilhelm Schwenker, Karnap. In der Höhenlage verstellbarer Isolatorenhalter für die Oberleitung elektrischer Grubenbahnen. 29. VI. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. L 54 031. Christoph Leffler, Braunschweig, Petritorwall 8. Stauanlage aus Staubrettern. 20. IX. 21.

Kl. 84 c, Gr. 4. R 53 154. Alexander Georgievitch Rotinoff, London; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn u. Dipl.-Ing. E. Noll, Berlin SW. 11. Kupplung von mehreren, in verschiedenen Höhen auf ein Vortreibrohr schlagenden Rammbären. 2. VI. 21.

Kl. 84 c, Gr. 5. S 43 071. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Verfahren zum Herstellen von Unterwassertunneln. 8. X. 14.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. Jan. 1923.

Kl. 19 a, Gr. 28. R 52 427. Max Rüping, Gut Sonnenburg b. Freienwalde a. O. Vorrichtung zum Einschlagen von Dübeln in Eisenbahnschwellen. 24. II. 21.

Kl. 37 a, Gr. 4. K 77 347. Peter Kaesberg, Königsberg i. Pr., Warterstraße 4. Mauerwand aus Betonhohlsteinen. 27. IV. 21.

Kl. 37 b, Gr. 5. W 61 812. Dipl.-Ing. Karl Wegmann, Münster i. W., Salzstr. 41. Einrichtung zum Befestigen von Gegenständen an Eisenbetonkonstruktionen. 1. VIII. 22.

Kl. 37 f, Gr. 7. S 57 319. Wilhelm Spieth, Zweibücken, Pfalz. Hochofengerüst. 20. VIII. 21.

Kl. 84 a, Gr. 3. A 37 095. Oskar Albl, Hannover, Palmstr. 6. Selbsttätiges Stauwehr; Zus. z. Pat. 340 979. 6. II. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. Jan. 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. K 80 827. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Verfahren zum Einbauen von Schachtringteilen in Schachtauskleidungen. 14. II. 22.

Kl. 20 k, Gr. 9. K 77 933. Louis König, Dortmund, Kronprinzenstr. 58. Mit Überleitungskufe versehene Aufhängevorrichtung für den Fahrdraht im elektrischen Bahnbetrieb. 6. VI. 21.

Kl. 37 b, Gr. 3. D 40 264. J. Degenhardt G. m. b. H., Berlin. Ankerschiene für Eisenbetondecken. 24. VIII. 21.

Kl. 37 f, Gr. 7. L 52 168. Dr. Karl Lehmann u. Emil Diepenbrock, Mülheim, Ruhr, Victoriastr. 7. Sicherung von Gebäuden gegen Bergschäden. 19. I. 21.

Kl. 65 b, Gr. 2. M 79 163. Max Müller, Hamburg, Trostbrücke 2. Schwimmdock; Zus. z. Anm. M 78 409. 3. X. 22.

## B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 8. Jan. 1923.

Kl. 19 a, Gr. 28. 369 959. Josef Fillo, Vrutky, Slowakei; Vertr.: Dr. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. Vorrichtung zum Heben von Gleisen. 23. VIII. 21. F 49 985.

Kl. 19 a, Gr. 28. 369 960. H. Büssing & Sohn, G. m. b. H., Braunschweig. Schwingende Schienenkaltsäge. 30. IV. 21. H 85 290.

Kl. 19 f, Gr. 5. 369 961. Birkenfelder Ton- und Ziegelwerke, G. m. b. H., Birkenfeld, Nahe. Klinker zur Bekleidung von Tunnelrücken. 7. XII. 20. B 97 225.

Kl. 37 b, Gr. 3. 370 040. Heinrich Schmetz, Essen - Altenessen, Altenessener Str. 259. Knotenpunktverbindung für hölzerne Fachwerkträger. 23. XI. 20. Sch 59 994.

Kl. 37 f, Gr. 3. 369 988. Rob. Heinz, Prag-Karolinenthal; Vertr.: Dipl.-Ing. S. Meier, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. Rollenführung für Gasbehälter o. dgl. 24. XII. 21. H 88 182.

Kl. 42 c, Gr. 6. 369 918. Fa. Carl Zeiß, Jena. Nivelliereinrichtung. 4. II. 20. Z 11 377.

Kl. 80 b, Gr. 1. 370 018. Julius Junge, Berlin-Halensee, Georg-Wilhelm-Str. 17. Verfahren zur Herstellung von Trockenbeton. 28. V. 21. J 21 597.

Kl. 80 b, Gr. 1. 370 216. Kaspar Winkler, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dr. Chr. Deichler, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Zusatzmittel für Mörtel, Zement und Beton zur Erzielung von Wasserdichtigkeit. 25. X. 18. W 51 648.

Kl. 84 b, Gr. 1. 370 208. Fried. Krupp Akt.-Ges., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Schiffshebewerk mit Gewichtsausgleich. 11. I. 21. K 75 844.

Kl. 84 c, Gr. 2. 370 209. Giovanni Gautschi u. Oscar Huber, Rom; Vertr.: Dipl.-Ing. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Verfahren zum Herstellen fugenloser Betonwände durch ein Vortreibrohr mit seitlicher Keilspitze. 15. VII. 20. G 51 479. Italien 10. IV. 17.

Kl. 85 e, Gr. 9. 370061. Jeanty Etchebéhère, Biarritz, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. Landeskroener, Pat.-Anw., Dresden-A. Einstellbarer Straßeneinlauf mit festem Wasserverschluß. 1. IV. 21. E 26 448. Frankreich 3. IV. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. Jan. 1923.

Kl. 5 a, Gr. 2. 370 448. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Verfahren und Einrichtung zum Einbringen von Rohren, insbesondere Brunnenrohren mit Hilfe eines die Erde aus dem Rohr entfernenden Bohrers. 19. VI. 21. S 56 714.

Kl. 5 c, Gr. 4. 370 376. Theodor Michels, Gladbeck, Bismarckstr. 56. Vorrichtung zum Abstützen eines aufzustellenden Grubenstempels gegen einen bereits feststehenden Grubenstempel. 17. VI. 21. M 74 152.

Kl. 20 i, Gr. 5. 370 383. Arminius Vertriebsgesellschaft m. b. H., Coswig, Sa. Weichensicherung; Zus. z. Pat. 361 611. 19. I. 22. A 36 987.

Kl. 20 i, Gr. 36. 370 291. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Streckenblockung für elektrisch angetriebene Fahrzeuge, insbesondere bei Elektrohängebahnen. 18. II. 22. S 58 930.

Kl. 20 i, Gr. 38. 370 384. Dr. Alexander Coppola-Fabrizi, Berlin, Adolfstr. 12b. Schildsignaleinrichtung für elektrische Bahnen. 1. I. 22. C 31 536.

Kl. 35 b, Gr. 1. 370 551. Albert Berthold, Nürnberg, Wiesenthalstr. 42. Für Bauzwecke bestimmte Hebevorrichtung; Zus. z. Pat. 369 652. 1. VII. 22. B 105 474.

Kl. 35 d, Gr. 9. 370 619. Georg Heil, Lahr, Baden. Fahrbare Mastaufrichtvorrichtung mit herabklappbaren Stützen. 11. III. 21. H 84 693.

Kl. 35 d, Gr. 9. 370 620. Georg Heil, Lahr, Baden. Mastaufrichtvorrichtung. 8. IX. 21. H 86 926.

Kl. 37 b, Gr. 5. 370 585. Dipl.-Ing. M. Fiebig, Breslau, Lehmgrubenstr. 3. Verbindung zweier Hölzer durch gebogene, in voller Breite offene Dübel. 29. VI. 20. F 47 112.

Kl. 38 h, Gr. 2. 370 552. Dr. Franz Fischer, Mülheim, Ruhr, Kaiser-Wilhelm-Pl. 2. Verfahren zum Imprägnieren von Holz o. dgl. 21. I. 22. F 50 998.

Kl. 84 b, Gr. 1. 370 374. Dr.-Ing. Richard Wreden, Hannover, Stolzestr. 25. Schiffahrtschleuse. 26. VIII. 19 W 53 280.

Kl. 85 d, Gr. 1. 370 368. Albert Fähsold, Berlin, Strausberger Str. 13. Filter aus übereinander gelagerten, mit Ankern zusammengeschlossenen kegelstumpfartigen Ringen für Brunnen mit Kiesfilter. 17. VII. 21. F 49 728.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. Jan. 1923.

Kl. 20 i, Gr. 5. 370 672. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Vorrichtung zum getrennten Stellen und Verriegeln von Weichenzungen. 6. VII. 22. S 60 277. Holland 3. IX. 21.

Kl. 20 i, Gr. 33. 370 673. Gerard Joly, Belfort, Frankr.; Vertr.: Dr. v. Rothenburg, Pat.-Anw., Darmstadt. Automatische Bremsvorrichtung für Eisenbahnzüge. 22. III. 22. J 22 511.

Kl. 84 c, Gr. 2. 370 838. Wilhelm Zieße, Schierstein a. Rh. Abdichtung des unteren Endes eines Vortreibrohres mit lösbarer Vortreibspitze. 25. IV. 20. Z 11 531.

Kl. 85 e, Gr. 1. 370 839. Wilhelm Wurf, Berlin-Weißensee, Rölkestr. 70/73. Notauslaßkläranlage. 4. II. 21. W 57 413.

---

# BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Technik im zwanzigsten Jahrhundert. Unter Mitwirkung von hervorragenden Vertretern der technischen Wissenschaft herausgegeben von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. A. Miethe. Fünfter (Ergänzungs-)Band. Bauingenieurwesen, Küstenbefeuerung, Luftbilderkundung. Braunschweig 1920. Verlag von Georg Westermann.

Der uns vorliegende fünfte Band der Technik im zwanzigsten Jahrhundert, der in erster Linie dem Bauingenieurwesen gewidmet ist, vermittelt in zum Teil vorbildlicher Art dessen Leistungen und Arbeiten hier einem weiteren Kreise. Durch hervorragende Beispiele und deren klare übersichtliche Wiedergabe im Bilde werden weite — nicht alle — Hauptgebiete des Bauingenieurwesens erläutert und dem Nichtfachmann nahe gebracht. Ganz hervorragend ist der von Prof. Dr. Rudolf Eberstadt geschriebene erste Teil, der sich auf Städtebau und Siedlungswesen bezieht und über dies Gebiet, auf dem gerade deutsche Ingenieure und Künstler ganz Besonderes geschaffen, in Wort und Bild berichtet. Gleiches gilt von dem zweiten Teile, Kanal und Hafenbau, aus der Feder des Geh. Baurat Prof. Dr. Georg de Thierry, der in weitschauender Weise in alle die Verkehrs- und Wirtschaftsfragen und technischen Leistungen einführt, die in den letzten Jahrzehnten alle an der deutschen Wirtschaft interessierten Kreise bewegt haben und gerade jetzt besonders stark in Spannung halten. So wird denn gerade dieser Abschnitt für viele, die sich über die Grundbegriffe und die Wesensart unserer neueren Kanal- und Hafenbauten unterrichten wollen, das Thierrysche Kapitel eine wertvolle Bereicherung ihrer Kenntnisse bieten.

Gleich wertvoll ist das Kapitel „Der Eisenbau" von Franz Czech, den wir schon seit langem nicht nur als hervorragenden Ingenieur, sondern auch als geistvollen Schriftsteller kennen, der neben der rein konstruktiven Ausgestaltung des Bauwerkes auch seiner ästhetischen Behandlung und Beurteilung stets eine besondere Seite abzugewinnen weiß. Das gibt sich auch in seinem Kapitel, in dem er Brücken und Hochbauten aus Eisen behandelt, wiederum in erfreulicher Art zu erkennen. Was gerade in dieser Hinsicht Deutschland in den Jahren vor dem Kriege und selbst in der Not der Kriegs- und folgenden Zeit geleistet hat an für die ganze Welt Vorbildlichem und z. T. einzig Dastehendem, zieht in den Czechschen Darlegungen und Darstellungen an uns vorüber.

Es folgt das Kapitel über Eisenbetonbau, verfaßt von dem a. o. Prof. Dr. Kleinlogel-Darmstadt. Auch dieses Kapitel gibt — wenn es auch nicht auf der Höhe der Czechschen Bearbeitung steht, einen durchaus guten und vollständigen Überblick über die glänzenden Leistungen der Bauingenieure im Gebiete des Verbundbaues. Wenig angenehm mutet zwar gleich am Anfange die Gegenüberstellung des im Brande zerstörten Eisenbaues und des aus ihm annähernd unversehrt hervorgegangenen Eisenbetonbaues an. Einmal sind das an und für sich bekannte Tatsachen, die aber in der hier gewählten Zusammenstellung doch eine ganz einseitige Beurteilung der Vorzüge und Nachteile beider Bauarten enthalten und ohne alle die anderen Gründe, welche für das eine oder andere Material sprechen, namentlich für den Laien ein vollkommen schiefes Bild geben. Es will nicht angebracht erscheinen, durch Darlegungen wie die hier beliebten, den alten Kampf zwischen Eisen- und Verbundbau wieder aufleben zu lassen, nachdem ein Burgfrieden, der uns heute mehr not tut als je, zwischen den beiden Gebieten geschlossen ist und auch jedes sich bemüht, durch eigene Kraft und inneren Wert sich das ihm zustehende Arbeitsgebiet zu sichern. Erwähnenswert ist in seinem Kapitel dann auch als **nicht richtig** die geschichtliche Entwicklung des Verbundbaues in den 80er Jahren des vergangenen Jahrhunderts in Deutschland. Die hier wiedergegebene Darstellung erkennt leider die grundlegenden Verdienste von Mathias Koenen nicht an, die er — und nicht Wayß — um die eigentliche Erkenntnis der Verbundwirkung gehabt hat. Diese Frage wird noch an anderer Stelle unserer Zeitschrift behandelt werden, ist in ihr auch bereits durch die Veröffentlichung der „Persönlichen Erinnerungen" von Koenen im Bauingenieur 1922, der Klärung zugeführt. Diese Ausstellungen vorweggenommen, sind die sonstigen Darlegungen des Verfassers durchaus wertvoll und der Wichtigkeit des behandelten Gebietes angepaßt. Nur hätte der Abschnitt Eisenbetonschiffbau im Hinblick auf dessen ziemlich allgemeine Nichtbewährung erheblich gekürzt werden können.

Die beiden letzten Abschnitte: Die deutschen Leuchtfeuer und das Fliegerbild als Aufklärungsmittel von Dr. F. Gehlhof und Dipl.-Ing. F. Thilo, bzw. Reg.-Rat A. Miethe und Reg.-Baumstr. Ewald führen bestens in diese hochinteressanten Gebiete ein und geben von den hier verwendeten technischen Apparaten und den erzielten Leistungen gänzende bildliche Darstellungen. Die klar geschriebenen Darlegungen führen den Nichtfachmann in dankenswerter Art in diese ihm sonst mehr oder weniger verschlossenen Gebiete bestens ein.

Alles in allem erfüllt Band 5 die Aufgabe, die er sich gestellt, in einwandfreier Weise. Unserer deutschen Jugend, die zum Zwecke der Berufswahl sich über einige der Hauptgebiete des Bauingenieurwesens unterrichten will, sei das Werk bestens empfohlen. Sie wird aus ihm nicht nur Belehrung, sondern auch Hingabe an die Arbeit und Begeisterung für sie herauslesen. Daneben wird aber allen, die sich über die hier behandelten Fragen kurz und doch tiefgehend unterrichten wollen, das Werk von großem, dauernden Nutzen sein. M. F.

Einfluß der Deformation durch die Querkräfte auf die statisch unbestimmten Reaktionen und die Spannungen beim eingespannten Bogen. Von Dipl.-Ing. Ludwig Baumeister. Verlag von W. Geißler.

Der Verfasser berücksichtigt in den bekannten Elastizitätsgleichungen des starr eingespannten Bogens den Einfluß, den die Formänderungen durch die Schubspannungen erleiden. Auch diese Erweiterungen der allgemein verwendeten Ausdrücke der überzähligen Größen ist bekannt und in der Literatur mehrfach anzutreffen. Der Einfluß der Querkräfte ist namentlich durch B. Rueb in seiner bei Ernst u. Sohn erschienenen Dissertation untersucht worden. Auch in dem vorliegenden Heftchen erweist sich bei der Durchrechnung zweier Beispiele der Einfluß der Querkräfte als ganz unbedeutend. Allgemeine Untersuchungen statisch unbestimmter Tragwerke lassen das übrigens erwarten. Die Differenzen verschwinden gegenüber den Unterschieden der überzähligen Größen, mit denen durch die Ungewißheit über Einspannung, Materialkonstanten und Temperaturänderungen der Bogen zu rechnen ist. Der Wert der Schrift liegt in der kurzgegebenen Zusammenfassung der Gewölbeberechnung und den angeführten beiden ausführlich durchgerechneten Beispielen. Sie kann daher Studierenden des Bauingenieurwesens empfohlen werden. B.

Zur Bestimmung strömender Flüssigkeitsmengen im offenen Gerinne. Ein neues Verfahren von Dipl.-Ing. Oskar Poebing, Betriebsleiter des hydraulischen Institutes der Technischen Hochschule München. Mit 23 Textabbildungen und 1 Tafel. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1922. Grundzahl = 1,7.

Zur Ermittlung der Leistung von Wasserkraftmaschinen- und -anlagen ist eine möglichst genaue Wassermessung unerläßlich. Hierbei wird die fortlaufende Registrierung des Wassers nach Zeit und Menge und wenn möglich ohne Aufwand von Gefälle oder Leistung und ohne persönliche Handhabung anzustreben sein. Dieser Forderung trägt das neue Meßverfahren Rechnung, bei dem der Gefälleaufwand nur Bruchteile von Zentimetern beträgt. Das Meßprinzip selbst besteht darin, daß ein in einem Durchflußquerschnitt gleichartig verteiltes System von Widerstandskörpern Stoß- und Schleppkräfte durch das strömende Wasser aufnimmt, deren Gesamtwirkung dadurch ersichtlich und fortlaufend registriert wird, daß man das System der Widerstandskörper in dem durch dasselbe hindurchtretenden Wasserstrom drehbar oder verschiebbar anordnet und die Dreh- oder Schubbewegung zur Registrierung benutzt. Die sinnreich durchdachte Meßvorrichtung wird an der Hand von Abbildungen klar erläutert. Der ausführlichen Beschreibung der Versuche folgt eine Zusammenstellung der Versuchsergebnisse, welche die Brauchbarkeit und große Genauigkeit des Poebingschen Verfahrens dartun. Alles in allem haben wir es mit einer geradezu vorbildlichen Experimentalarbeit auf dem Gebiete der praktischen Hydraulik zu tun. Das mustergültig ausgestattete Heft darf des Beifalls der Interessentenkreise gewiß sein. H. Engels.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang 15. April 1923 Heft 7

## DIE BOGENBRÜCKE ÜBER DAS HELL GATE IN NEW YORK UND IHRE ZUFAHRTEN.

(Nach der Veröffentlichung von O. H. Ammann in dem Transactions der Am. Soc. of Civil Eng. 1918, Bd. 82, S. 892 ff.)

*Von Dipl.-Ing. Müllenhoff, Sterkrade (Rhld.).*

### 1. Zweck, Lage und Entstehungsgeschichte der Brücke.

Die jeder großen Stadt eigentümlichen Verkehrsschwierigkeiten dürften unter den großen Städten der Erde wohl nirgends so riesenhaft sein wie in New York. Zum Teil ist die Zusammendrängung des halben Handels eines Landes von der Größe fast ganz Europas auf die eine Stadt die Ursache davon, stärker aber ist der Einfluß der Lage. Liegt doch der wichtigste Teil der Stadt auf der schmalen, lang gestreckten Manhattan-Insel (vgl. Abb. 1), die im Westen durch den Hudsonfluß vom Festlande getrennt ist, woher die Hauptmasse der Güter und ein großer Teil der Menschen kommt, die alltäglich nach New York strömen. Im Süden und Osten ist sie von den Außenstadtteilen Brooklyn und Queens durch den East River getrennt, im Norden scheidet sie der Harlem River vom Festland mit dem Stadtteil Bronx. Bis vor wenigen Jahren führten nur über diesen „Fluß" mehrere Drehbrücken, durch die die Eisenbahn unmittelbar New York erreichen konnte. Seit einigen Jahren ist aber bekanntlich auch von Westen her, in einem Tunnel unter dem Hudson, eine durchgehende Verbindung geschaffen für die Pennsylvaniabahn, deren Bahnnetz mit über 40 000 km Gleislänge dem der ehemaligen preußischen Staatsbahn nahe kommt. Doch dient dieser Tunnel nur dem Personenverkehr, ebenso wie die anderen, seither fertiggestellten Tunnel für den Ortsverkehr. Auch die bekannten vier großen Brücken über den East River dienen nur dem Straßen- und Ortsverkehr.

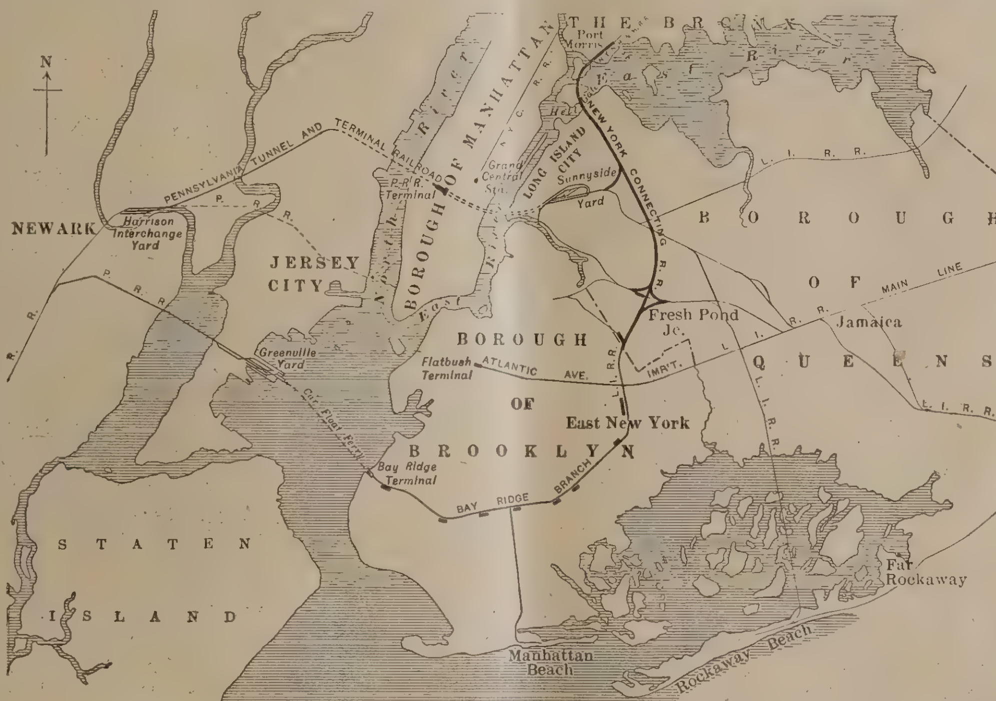



Abb. 1. Die New York Connecting R. R.

Die Industrie New Yorks hat sich überwiegend in Brooklyn und dem anschließenden Vorortbezirke, der unter dem Namen Queens der Stadt New York einverleibt ist, angesiedelt und hatte bisher, wie ganz Long Island, zum Anschluß an das Bahnnetz des Festlandes nur die zahlreichen Fähren zur Verfügung. Nachdem die Pennsylvaniabahn die Bahnen auf Long Island erworben hatte, suchte sie durch Zusammenschluß mit der New York-, New Haven- und Hartfordbahn Anschluß an das Bahnnetz der nordöstlichen Staaten und nach Canada zu gewinnen. Zunächst wurde der Tunnel der Pennsylvaniabahn unter der Stadt und dem East River hindurch verlängert und so die unmittelbare Verbindung mit der Long Island-Bahn erreicht. Doch dient auch dieser Tunnel nur dem Personenverkehr. Der von Westen und Süden kommende Frachtverkehr ist vorläufig noch immer auf den Fährverkehr angewiesen, der von Greenville Yard im Süden von New Jersey nach Bay Ridge, dem Endbahnhof der Long Island-Bahn, über die bald 5 km breite Bucht geführt wird. Der Anschluß nach Norden wird dagegen durch die neu erbaute New York Connecting Railroad (N. Y. C. R. R.) für durchgehenden Personen- und Güterverkehr gewonnen. Diese Verbindungsbahn schließt an die Gleise der New York-, New Haven- und Hartfordbahn in Port Morris im Stadtteil Bronx an, kreuzt den East River und führt auf Long Island, nach Südsüdosten gehend, den durchgehenden Personenverkehr in den bisherigen Endbahnhof der Pennsylvaniabahn, in Sunnyside ein, während der Güterverkehr etwas weiter südlich an die bestehenden Bahnen Long Islands Anschluß findet. Der nach dem Westen durchgehende Güterverkehr wird, wie erwähnt, jetzt auf Fährbooten in dem stilleren, südlichen Teil des Hafens nach Greenville Yard übergesetzt. Für später ist freilich auch hier der Bau eines Tunnels ins Auge gefaßt. Aber schon jetzt ist der lästige Fährverkehr im Hafen, der früher von dem Endbahnhof der Pennsylvaniabahn in New Jersey durch die ganze Länge des East River nach Port Morris ging, erheblich eingeschränkt. Außerdem haben die zahlreichen Fabriken auf Long Island bequemen Eisenbahnanschluß nach jeder Richtung erhalten; zahlreiche Güterbahnhöfe sind hierfür vorhanden. Dagegen ist zwischen dem Hauptbahnhof der Pennsylvaniabahn und Port Morris kein Personenbahnhof angeordnet, da die neue Bahn nicht für den Ortsverkehr bestimmt ist.

Der Plan einer solchen Verbindung ist alt. Er erfordert die Überbrückung des für die größten Schiffe benutzbaren East River, und es lag nahe, dafür die enge Stelle im Norden der Stadt, bei den beiden Inseln Randalls Island und Wards Island zu benutzen.

Hier führt zwischen dem Festland und Randalls Island der Bronx Kill, ein schiffbarer Meeresarm, vom East- zum

Harlem River. Er ist schmal und verhältnismäßig leicht zu überbrücken. Auch das Kleine Hell Gate zwischen Randalls Island und Wards Island bot keine großen Schwierigkeiten, dagegen war zwischen Wards Island und Long Island das Große Hell Gate so zu überbrücken, daß dort auch die größten Schiffe ungehindert verkehren konnten.

Die neue Bahnlinie besteht außer den Brücken hauptsächlich aus langen Viadukten, an die sich weiter südlich noch Dammschüttungen anschließen. Sie ist im ganzen 14,4 km lang, davon sind 6 km viergleisig. Es war deshalb natürlich, daß für die Entwurfsbearbeitung der Bahn alsbald ein hervorragender Brückenbauer zugezogen wurde. Schon 1892 dachte die New York-Centralbahn daran, über das Hell Gate eine Verbindung mit Long Island zu schaffen. Der verstorbene Alfred P. Boller entwarf hierfür den Plan einer Auslegerbrücke (Abb. 2) von 256 m Stützweite. Der Bau sollte 1900 beginnen.

Damals dachte die Pennsylvaniabahn daran, gemeinsam mit den anderen in New Jersey endenden Bahnen den Hudson auf einer 10-gleisigen Hängebrücke von 950 m Stützweite zu überqueren, um dann unter dem East River hindurch Long Island zu erreichen. Zugleich schlug G. Lindenthal im wesentlichen die jetzt ausgeführte Verbindung nach Norden vor.

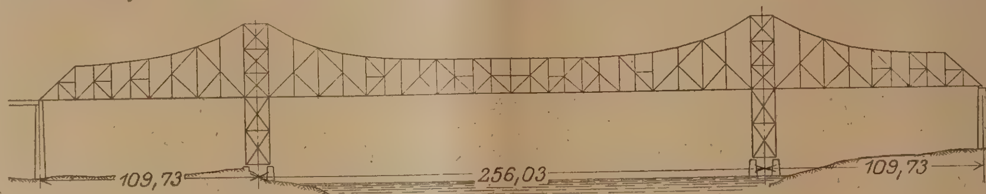


Abb. 2. Erster Entwurf zur Hell Gate-Brücke von A. P. Boller (1892).

Da die anderen Bahnen sich an dem Projekt nicht weiter beteiligten, baute die Pennsylvaniabahn den zweigleisigen Tunnel und ernannte Lindenthal zum Consulting Engineer für den Bau der Brücke über den East River samt Zufahrten. Geldknappheit u. a. schoben den Baubeginn bis 1912 hinaus, März 1917 wurde der Verkehr aufgenommen. Der nördliche Teil der neuen Bahn, 5,4 km lang mit den erwähnten Brücken und ihren Zufahrten, wurde ganz von G. Lindenthal entworfen und unter seiner Leitung ausgeführt.

Am Anschluß an die New York, New Haven and Hartford R. R. liegen von Ost nach West je 2 Gütergleise der N. Y. C. R. R. und der N. Y. N. H. & H. R. R.; dann je 2 Personengleise der N. Y. C. R. R. und der N. Y. N. H. & H. R. R. Die neuen Gleise steigen mit etwa 12 vT, die Personengleise überqueren die nach Westen abschwenkenden Gleise der alten Bahn, kreuzen den Bronx Kill auf einer zweiarmigen Klappbrücke, gehen auf Randalls Island entlang, kreuzen das Little Hell Gate, machen, etwas schwächer steigend, eine scharfe Kurve auf Wards Island und erreichen in der nun folgenden großen Brücke über das Hell Gate ihre größte Höhe. Von dort geht die Bahn in südsüdöstlicher Richtung mit etwa 7,2 vT Gefälle zum Sunnyside-Verschiebe- und Endbahnhof der Pennsylvaniabahn und gewinnt, wie erwähnt, für den Güterverkehr weiter südlich den Anschluß an die übrigen Bahnen Long Islands, insbesondere an die Strecke nach dem Endbahnhof und Fähranschluß in Bay Ridge. Von den Gesamtkosten von 27 000 000 Doll. entfallen etwa 18 500 000 Doll. auf den nördlichen Teil mit den Brücken und Viadukten, die also für den Kilometer etwa 3 400 000 Doll. kosteten. Er enthält 90 000 t Eisenkonstruktion.

## 2. Die Brückenentwürfe von G. Lindenthal.

Die lange Frist von dem Entstehen des Planes bis zu seiner Ausführung wurde unter anderem zum gründlichen Studium der Hauptaufgabe, eben der Brücke über den East River, ausgenutzt, und es wurden nicht weniger als 5 Entwürfe eingehend durchgearbeitet, eine Hängebrücke mit Augenstabketten (Abb. 3), ein Auslegerträger auf Pendelstützen (Abb. 4), ein durchlaufender Balken (Abb. 5) und zwei Bogenbrücken (Abb. 6 u. 7).

Der East River, die Fortsetzung des Long Island Sund, macht an der Baustelle eine Wendung aus westlicher Richtung nach Süden; die Inseln schnüren zugleich mit unterseeischen Felsen den Querschnitt derart ein, daß selbst heute noch Tideströmungen von rd 3 m/sek Geschwindigkeit auftreten, obwohl die schlimmsten Felsen weggesprengt sind (darunter der Flood Rock, wo 1885 mit einer Sprengung fast ¼ Million Kubikmeter Fels weggesprengt wurden).

Der Fluß ist an der Baustelle 260 m breit und 32 m tief, die Fluthöhe ist 1,75 m im Mittel. Der Schiffsverkehr ist lebhaft und besteht zum großen Teil aus Eisenbahnfährbooten und Schleppzügen.

Diese Umstände zwangen dazu, die Brücke über die ganze Weite in einer Öffnung und ohne jedes Gerüst zu bauen. Während aber bei den 3 ersten Entwürfen die Stützweite mit 259 m ausreichend war, mußte sie bei den Entwürfen für eine Bogenbrücke auf 298 m vergrößert werden, um den Anforderungen der Regierung für die lichte Weite zu Schiffahrtszwecken zu genügen. Dabei konnte dann auch die Verlegung der Uferstraße unterbleiben.

Der Hängebrückenentwurf sah ein Mittelgelenk vor, da damals die Gründungsverhältnisse noch nicht bekannt waren. Trotzdem wurde die Durchbiegung in der Mitte nur 1½ mal so groß gefunden als für den Auslegerträger. Da die Durchbiegungen auch sanfter auftreten als bei Auslegerbrücken, sah Lindenthal in ihnen um so weniger eine Gefahr, als die größte angenommene Verkehrslast nur die Hälfte des Eigengewichts betrug und mehr als viermal so groß war als die gewöhnlich zu erwartende Verkehrslast. Die Montage der Ketten sollte ohne Gerüst, also offenbar auf einer an Seilen aufgehängten Bühne erfolgen.

Der durchlaufende Balken ist natürlich die steifste Bauweise, wurde aber nicht als ästhetisch befriedigend angesehen. Für den abgebildeten Entwurf trifft dieser Einwand ja zu, doch wäre das leicht zu vermeiden gewesen. Daß aber beide, Gelenk- und durchlaufende Träger, mehr oder minder den Eindruck reiner Nutzbauten gemacht hätten, ist wohl zuzugeben. Auffällig ist die Vorliebe für kurze Ankerarme und die Verwendung von Pendelstützen, die die gesamte Längsdehnung am einen, alle Längskräfte am andern Pfeiler aufzunehmen zwingen, was bei der Gesamtlänge von 542 m wohl einige Schwierigkeiten ergeben hätte.

Da nun die Bahnlinie auf Wards Island weiter nach Norden verschoben werden mußte, um den Abstand von den Krankenhäusern zu vergrößern, wurde die Kurve auf der Insel so scharf, daß es wünschenswert wurde, einen Überbau ohne Landöffnungen zu haben. Inzwischen hatten Bohrungen gezeigt, daß in erreichbarer Tiefe Fels anstand. Infolgedessen wurden auch zwei Entwürfe für Bogenbrücken durchgearbeitet. Für diese ergab sich ein Gewicht von 13 000 t Kohlenstoffstahl, während für die Hänge- und Auslegerbrücke 14 000 t und 17 000 t veranschlagt waren. Die Ersparnis wurde freilich durch die reiche Ausgestaltung der Pfeiler und die unvorhergesehenen Schwierigkeiten der Gründung aufgezehrt. Die Pfeiler waren erforderlich, um den Druck steiler zum Erdboden zu richten, doch mußten sie auch mit Rücksicht auf das Aussehen ziemlich massig erscheinen. Die Bogenbrücken haben weiter den Vorteil, daß sie sehr steif sind und nur geringe Nebenspannungen haben. Da auch die Aufstellung durch die geschickte Verwendung der Fahrbahnteile und Hängestangen zu der Verankerung während des freien Vorbaues nicht sehr teuer wurde, stellten sich die Kosten der Bogenbrücke nicht höher als für eine andere Brücke.

Bei den Entwürfen war noch mit Kohlenstoffstahl gerechnet worden, weil damals, 1905, Nickelstahl 50 Doll. für die Tonne

teurer war, also kaum eine Ersparnis erhoffen ließ. Der Sichelbogen war zwar etwas leichter als der Zwickelbogen, da dieser aber bequemer aufzustellen war und auch als ästhetisch befriedigender angesehen wurde, wurde er dem endgültigen Entwurf zugrunde gelegt.

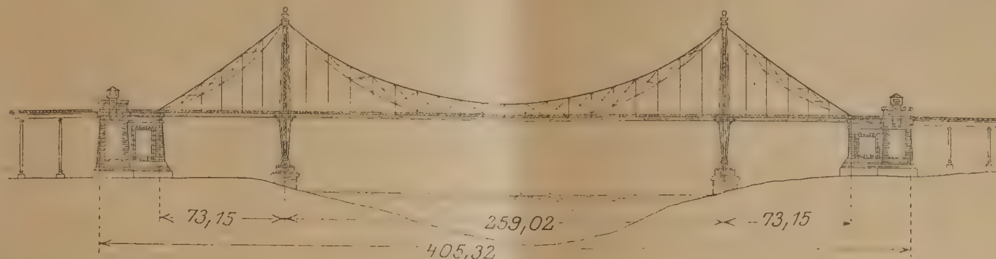


Abb. 3.

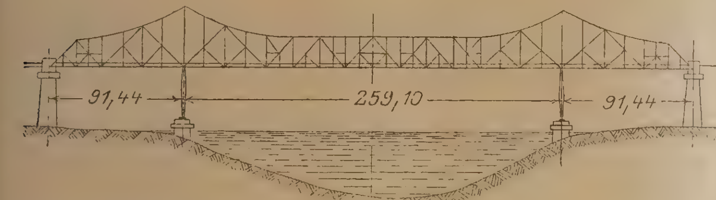


Abb. 4.

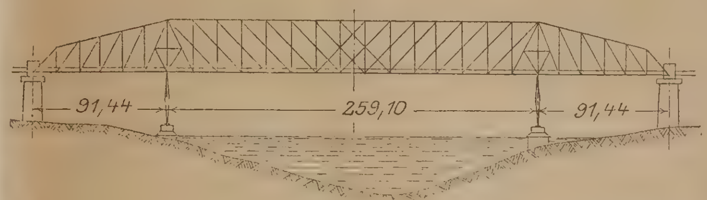


Abb. 5.



Abb. 6.

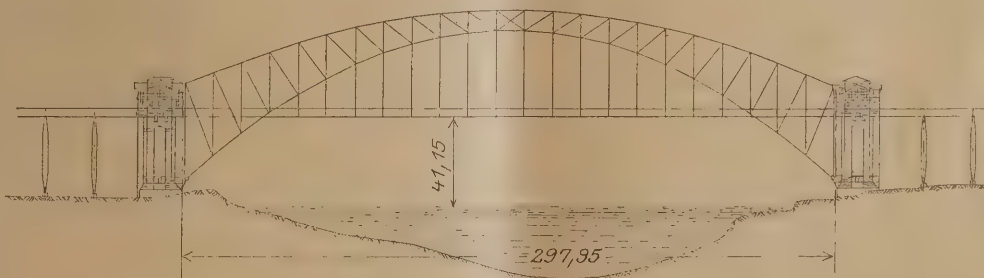


Abb. 7.

Abb. 3 bis 7: Lindenthals Vorentwürfe zur Hell Gate-Brücke.

3. Der endgültige Entwurf.

Die gewählte Bogenform unterscheidet sich von dem Vorentwurf nur durch die leichte Gegenkrümmung an den Enden des Obergurtes, eine Änderung, über deren ästhetischen Wert man, wie bei allen Geschmacksfragen, freilich zweierlei Meinung sein kann. Ferner wurde ein schwererer Lastzug, Coopers E 60, eingeführt und das Schotterbett über der Brücke durchgeführt. Dagegen wurde ein härterer Stahl statt des gewöhnlichen Flußeisens gewählt und eine Reihe besonderer Vorschriften erlassen, durch die die Fahrbahn und Anschlüsse erheblich schwerer wurden, so daß sich ein Gewicht von 18 000 t ergab. Nach diesem Entwurf (Abb. 8) ist die Brücke ausgeführt worden.

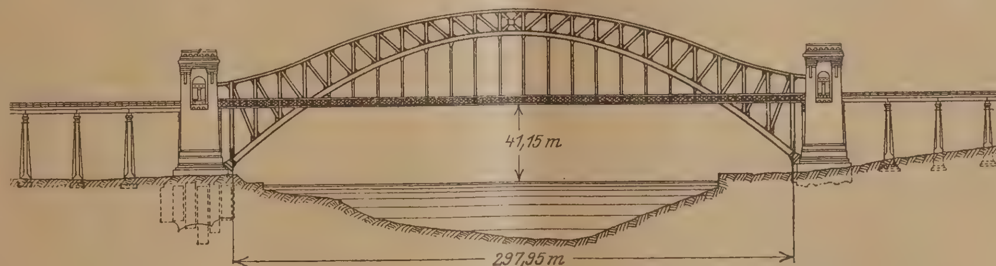


Abb. 8. Der ausgeführte Entwurf der Hell Gate-Brücke.

Die Stützweite zwischen den Gelenken ist 297,936 m; die Durchfahrtshöhe ist 41 m über mittlerer Flut auf einer Breite von 213 m. Der Untergurt steigt auf 67,05 m über die Kämpfer, so daß das Verhältnis l : f = 4,5 ist. Der Untergurt liegt auf einer Parabel und trägt fast das ganze Eigengewicht, da die Brücke zunächst als Dreigelenkbogen mit einem Scheitelgelenk im Untergurt aufgestellt wurde. Die Höhe des Bogens im Scheitel ist 12,258 m, in den Viertelspunkten 18,3 m. Dies ist ausreichend, um dem Bogen genügende Steifigkeit zu geben und doch die Wärmespannungen in Bogenmitte möglichst klein zu halten. Auch ergaben sich bei dieser Form die größten Stabkräfte im Untergurt bei teilweiser Belastung nur unerheblich größer als bei Vollast, so daß das Material im Untergurt gut ausgenutzt ist.

Für die 4 Gleise ist je 3,962 m Breite vorgesehen; dies ergab eine Gesamtbreite der Brücke von 18,288 m oder rd $^1/_{16}$ der Stützweite. Zur Erhöhung der Seitensteifigkeit ist aber der Verband in der Fahrbahnebene 28,346 m breit gewählt worden, seine Gurte liegen also rd 5 m außerhalb der Bogen an den Enden von Konsolen der Querträger, die zunächst nur einen leichten Fußweg tragen, aber für die Aufnahme von Straßenbahngleisen berechnet sind.

Die Brücke hat 23 Felder von 12,933 m Länge, in je 11 Feldern fallen die Diagonalen nach der Mitte, im Mittelfeld sind gekreuzte Diagonalen angeordnet. Diese Anordnung wurde mit Rücksicht auf das Aussehen gewählt.

Außer in der Fahrbahn sind zwischen den Ober- und Untergurten Verbände angeordnet sowie 5 Querverbände und Portale zwischen den ersten 5 Vertikalen. An der Durchschneidung von Fahrbahn und Untergurt ist der Verband durch einen Steifrahmen ersetzt.

Die Querträger sind an die ersten 4 Vertikalen steif angeschlossen, in den Mittelfeldern am Bogen aufgehängt. Die

8 Längsträger sind paarweise durch Schlingerverbände verbunden; jedes Paar trägt einen Betontrog zur Aufnahme des Schotterbettes. In den Kragarmen der Querträger sind je zwei Fußwegträger eingebaut, die auch schon für die Straßenbahngleise bemessen sind. Als Abschluß und Geländer an den Enden der Konsole sind engmaschige Gitterträger angeordnet, deren Untergurt zugleich Gurtung des Fahrbahnwindverbandes bildet. An den Durchdringungen von Fahrbahn und Untergurt sind Bremsträger angeordnet. Die Fahrbahn ist im 6. Feld auf der Nordseite durchschnitten; auf der Südseite sind nur die Gurte des Windträgers unterbrochen, so daß dieser als Kragträger wirkt, der im Untergurtverband in Punkt 5 und den Endportalen gestützt ist.

Dadurch wird bei einer Wärmeschwankung von $\pm$ 40° C die Verschiebung an der Dehnungsfuge nur 63 mm, die Belastung der Mittelöffnung öffnet die Fuge um 2,5 mm.

Das Gesamtgewicht der Brücke beträgt 19 400 t Eisenkonstruktion; außerdem waren 84 000 m³ Beton und Mauerwerk in den Pfeilern und Unterbauten erforderlich.

## 4. Die Pfeiler und Gründungen.

Mit Rücksicht auf das Aussehen sind die Pfeiler ziemlich groß bemessen, aber hohl, da ihr Gewicht genügt, die Drucklinie im mittleren Drittel der Grundfläche zu halten. Sie sind 67 m hoch, in Geländehöhe 42,4 m · 31,3 m groß und verjüngen sich nach oben auf 32 · 18,6 m. Ihre künstlerische Ausbildung rührt von H. Hornbostel her.

Die Gründung auf der Long Island-Seite geschah einfach auf dem in 4,5 bis 11,6 m Tiefe anstehenden Felsen (Gneiß) und bildet eine Platte von 15 m Stärke (im Mittel) bei 42,7 m Länge und 31,7 m Breite. Die Bodenpressung beträgt höchstens 9,3 kg/cm². Auf der anderen Seite, auf Wards Island, ist die Grundplatte 42,7 · 36,3 m groß und 12,2 m stark. Sie ruht auf 21 Senkkästen, die unter Luftdruck niedergebracht werden mußten, und zwar bis zu Tiefen von 11,3 bis 32,6 m unter mittlerer Flut. Diese Senkkästen (Abb. 9) sind in 5 Reihen angeordnet; 3 Reihen von je 5 kreisförmigen Zylindern (1—15) sollen nur senkrechte Lasten übertragen. Dazwischen stehen 2 Reihen von je 3 rechteckigen Senkkästen von 9 · 12,5 m Grundfläche (16—21), die an den einander zugewandten Flächen Nuten tragen. Diese und der Zwischenraum sind nachträglich ausbetoniert worden, so daß zwei einheitliche Betonklötze von 9,0 · 38 m Querschnitt entstanden, die den Bogenschub aufnehmen. Ohne Rücksicht auf Reibung und Auftrieb ergibt sich eine größte Kantenpressung von 22 kg/cm². Diese Teilung des Unterbaues wurde außer wegen der Größe deshalb erforderlich, weil der feste Fels, auf den die Gründung unter allen Umständen hinabgeführt werden sollte, gerade an der Baustelle stark abfällt und durch eine Spalte von unbekannter Tiefe unterbrochen ist. Auf der Landseite steht ein Viertel der Senkkästen auf Gneiß, auf der Wasserseite fast die Hälfte der Fläche auf dem dolomitischen Kalkstein, der den Untergrund des Hell Gate bildet. Der Rest von etwa 30 vH der Fläche liegt über der Spalte. Sie ist mit rotem Lehm mit einzelnen Felsblöcken ausgefüllt und hat fast lotrecht abfallende Wände. Der Lehm war so hart und dicht, daß der Aushub 30 m unter Wasser unter einem Luftdruck von nur wenig über ½ at erfolgen und stellenweise über 5 m unter die Senkkastenschneide geführt werden konnte. Da sich aber der Lehm in Wasser leicht löst, mußten die zylindrischen Kästen 7, 12 und 13, die ganz auf dem Lehm der Spalte stehen, so tief gebracht werden, daß Wasserzutritt von oben ausgeschlossen erscheint. Sie erreichen deshalb Tiefen von 28,5 bis 37,5 m unter der Erdoberfläche. Unter den rechteckigen Kästen wurde dagegen die Spalte unterhalb der Senkkastenschneide mit einem Betongewölbe überbrückt. Die Schneiden der Kästen wurden mit Bruchsteinmauerwerk unterfangen, dann der Boden dazwischen ausgehoben und der Beton eingebracht, wobei der stehengebliebene Lehmkern als Lehre für das Gewölbe diente.

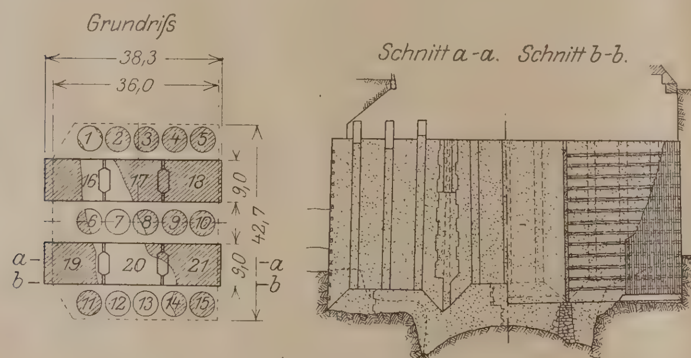



Abb. 9. Pfeilergründung auf Wards Island.

Die Senkkästen bestanden aus Beton, das im Verhältnis 1 : 2 : 4 gemischt war mit starker Bewehrung durch senkrechte und wagerechte Rundeisen. Die Schneide ist ein Winkeleisen 102 · 102 · 19 mm mit einem Flacheisen 203 · 13. Der Füllbeton hat das Mischungsverhältnis 1 : 2,5 : 5. Die beiden Pfeiler enthalten 76 000 m³ Beton, 8400 m³ Granit, 900 t Eiseneinlagen und 450 t Eisenkonstruktion.

## 5. Die eisernen Überbauten.

Die American Bridge Co., die den Auftrag auf die Lieferung der Überbauten erhielt, empfing von dem Bauleiter die vollständigen Entwurfszeichnungen und Berechnungen und fertigte hiernach die Werkzeichnungen an, so daß das Werk seine Erfahrungen und Einrichtungen voll ausnutzen konnte.

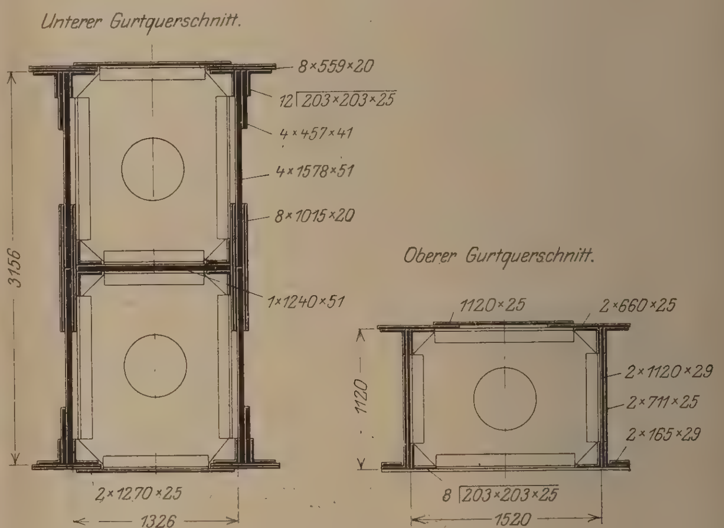



Abb. 10. Gurtquerschnitte.

Die Anordnung der Stabquerschnitte ist aus Abb. 10 zu entnehmen. Sie sind durchweg zweiwandig. Bemerkenswert ist der Doppelkastenquerschnitt des Untergurtes aus zwei senkrechten Stegen mit oberer und unterer Gurtplatte und einem vollen Quersteg in der Mitte. Die Höhe des Querschnittes ist 3,156 m an den Enden und nimmt bis zur Mitte auf 2,045 m ab; wobei die Querschnittsfläche von 8980 cm² bis auf 5993 cm² sinkt. Das gibt schon äußerlich den Eindruck großer Tragfähigkeit. Die Stehbleche haben in der halben Höhe einen durchlaufenden Längsstoß und in der Mitte jedes Feldes (und an den Knotenpunkten) einen Querstoß. Ihre Stärke ist 50,8 mm. Solche Blechstärken sind bisher wohl kaum verwendet worden und in der Aussprache, die sich an den hier mitgeteilten Bericht anschloß, wurde angezweifelt, daß diese starken Bleche in gleicher Festigkeit und mit der gleichen Dehnung, Elastizitäts- und Streckgrenze zu erhalten seien, wie geringere Stärken. Lindenthal und sein Mitarbeiter Amman bejahen das auf Grund der sehr sorgfältigen Abnahmeversuche, leider ohne Zahlen an-

zugeben. Es wäre lehrreich zu wissen, wie viele Chargen dieser Bleche bei der Abnahme verworfen wurden, und wie schwer die Rohblöcke waren, aus denen sie hergestellt wurden, wiegt doch ein fertiges Blechstück allein 5,5 t!

Durch die Verwendung der starken Bleche verringert sich die Zahl der Heftniete natürlich erheblich; auch glaubt Lindenthal, daß die Knickfestigkeit größer ist, als wenn der gleiche Querschnitt aus schwächeren Blechen zusammengesetzt wäre. Der Querschnitt kommt nur für sehr große Brücken in Frage, da er befahrbar sein muß. Zu diesem Zweck sind Mannlöcher angeordnet. Das Trägheitsmoment um die wagerechte Achse beträgt rd $10^8$ cm$^4$ und um die lotrechte Achse 43 . $10^6$ cm$^4$. Zum Vergleich sei angeführt, daß der größte Querschnitt der Forth-Brücke 3,66 m Außendurchmesser, 5354 cm$^2$ Fläche und 84 . $10^6$ cm$^4$ Trägheitsmoment hat und der der neuen Quebecbrücke 2,22 m Höhe, 14 012 cm$^2$ Fläche und $73 \cdot 10^6$ cm$^4$ Trägheitsmoment.

Die übrigen Querschnitte bieten kaum etwas besonderes, doch ist zu bemerken, daß die Vergitterung stets aus gekreuzten Winkeleisen besteht, die nach innen gelegt sind, so daß an der Kreuzung der eine Winkel gestoßen wird. Die Deckbleche des Untergurtes laufen an den Knotenpunkten durch und sind für die Knotenbleche ausgenommen, so daß auch innerhalb der Knotenbleche die volle Steifigkeit des Querschnittes gewahrt bleibt. Die Hängestangen sind am Bogen und Querträger mit Gelenkbolzen angeschlossen, um Biegungsspannungen in der Ebene der Querträger auszuschließen.

Für die Stoßausbildung war verlangt, daß stets die volle Tragfähigkeit des Stabes angeschlossen würde. Stäbe, die durch Verkehr mit Stoßzuschlag in wechselndem Sinn beansprucht werden, waren für die größere Kraft, vermehrt um die Hälfte der kleineren, anzuschließen. Die Zahl der Kraftniete mit einer Schaftlänge von über 4 Durchmessern war für je 3 mm Überlänge um 1 vH zu vergrößern. Bei indirekten Stößen soll die Zahl der Niete um $^1/_3$ der erforderlichen Anzahl für jedes zwischenliegende Teil vergrößert werden; kraftübertragende Niete, die durch ein Futter gehen, sind um soviel vH zu vermehren, als das Verhältnis der Futterdicke zum Nietdurchmesser beträgt. Indirekte Stöße sind möglichst vermieden.

Die Knotenbleche sind in der Mitte 25,4 mm, an den Enden 41,2 mm stark, die größten Bleche waren 3,048 · 5,334 m und 3,810 · 4,42 m groß. Die Stege der Füllungsstäbe liegen in den Ebenen der Knotenbleche, sind so stark wie diese und beiderseits verlascht. Die Flanschwinkel wurden möglichst weit auf die Knotenbleche heraufgezogen und mit Beiwinkeln angeschlossen. Diese Ausbildung der Anschlüsse erschwerte die Montage nicht allzu sehr, da beim Vernieten in der Werkstatt die zwei äußersten Nietreihen der Stoßlaschen an den Diagonalen und Vertikalen offen gelassen wurden.

Die Gurtstäbe sind genau in den Systempunkten gestoßen; die Stege liegen auf dem Knotenblech, und alle Teile, die nicht in dessen Ebene liegen, sind bis zum Stoß durchgeführt. Auf der Außenseite des Steges und auf beiden Seiten der Flanschen sind Laschen angeordnet. Bei den Obergurten berühren sich die gestoßenen Flächen in der ganzen Ausdehnung, außerdem ist der volle Querschnitt durch Laschen ersetzt, so daß die Steifigkeit des Querschnittes überall gewahrt bleibt. Bei den Untergurten ist dagegen nur der eine Endquerschnitt eben gefräst, der andere, wie in Abb. 11 skizziert, nur im mittleren Drittel, während die Seiten um 3 mm zurückspringen. Erst nachdem sich diese keilförmigen Fugen beim Bau unter dem zunehmenden Drucke geschlossen hatten, wurden die Knotenpunkte vernietet. Man kann also für die bis dahin auftretenden Kräfte mit einer reinen Druckübertragung im mittleren Drittel

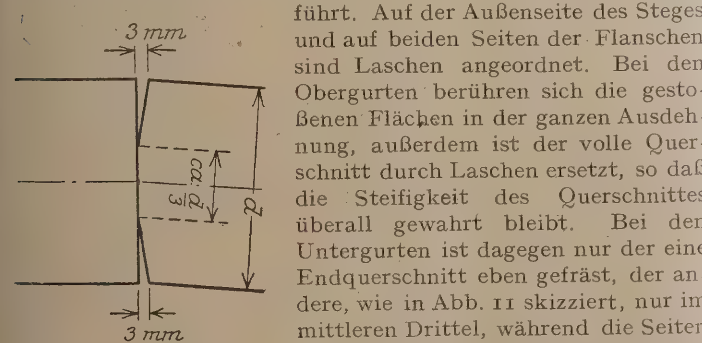


Abb. 11. Bearbeitung der Stöße im Untergurt.

rechnen. Die dann aufgebrachten Laschen ersetzen den Querschnitt in den äußeren Dritteln voll, im inneren Drittel etwa zur Hälfte, so daß das Stoßmaterial rd $^3/_4$ des Querschnittes ersetzt bei annähernd gleichem Widerstandsmoment. Infolge der guten Druckübertragung in der Mitte kann man die Festigkeit des Stoßes bei dieser Ausbildung auf 110 bis 120 vH der Stabfestigkeit schätzen.

Die Niete des Untergurtes und in den Montagestößen des Hauptträgers haben 32 mm Ø und Längen bis zu 251 mm. Die übrigen Niete im Hauptträger, in der Fahrbahn und den stärkeren Verbandsstäben haben 25 mm Ø.

Die Wind- und Querverbände haben steife, gekreuzte Schrägen, Pfosten aber nur in der Nähe der Trägerenden, wo sie zugleich die oberen und unteren Riegel der Querverbände oder -rahmen bilden. Ein Verband mit steifen Pfosten und Zugdiagonalen wäre schwerer geworden. Alle diese Stäbe haben Kastenquerschnitt mit 2 oder 3 Stegen und steifer Winkeleisenvergitterung, in den Endfeldern sogar mit durchlaufenden Querstegen. Auch hier liegen die vollen Querschnittswände stets in der Ebene des betreffenden Trägers, um die Nebenspannungen gut aufnehmen zu können.

Der obere Verband ist nicht nur als Windträger berechnet, sondern auch als Vergitterung der Obergurte, die dabei als die beiden Hälften eines einheitlichen Druckstabes aufgefaßt wurden. Für 2 Druckgurte von der Gesamtfläche F war die anzunehmende Querkraft auf 28 F, bei 3 und 4 Gurten auf 23 und 21 F festgesetzt. Jedoch wurde diese Querkraft nicht mit der aus Winddruck gleichzeitig auftretend angenommen; der Verband hatte nur der größeren der beiden Kräfte zu genügen. Es ergab dies aber doch im mittleren Teil eine erhebliche Verstärkung des Verbandes.

Die Lager (Abb. 12) haben einen Druck von 13 727 t oder 49 kg/cm$^2$ auf der Grundfläche von 5,18 m im Geviert auf die Granitquader zu übertragen. Das Lageroberteil ist mit dem

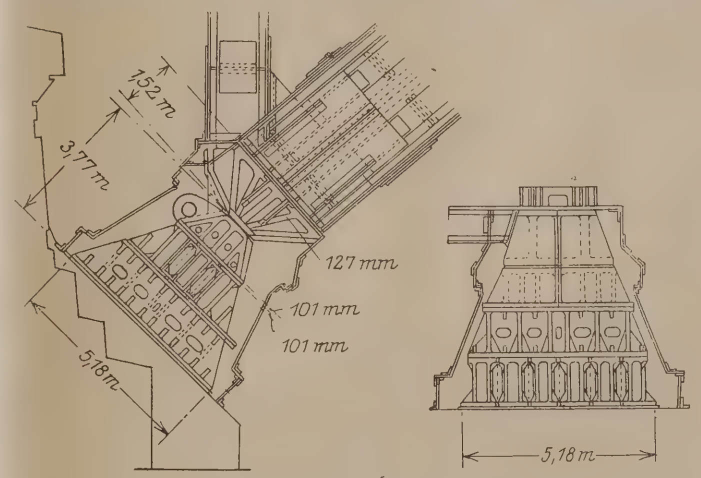


Abb. 12. Lager.

Untergurt verschraubt und besteht aus 2 Stahlgußstücken von 30 t Gewicht. Es stützt sich mit einer ebenen Druckfläche auf das mit 2,92 m Halbmesser gewölbte Unterteil, so daß bei der Drehung des Kämpfergelenkes um $1^0$ 30′ der Druckmittelpunkt nur um 64 mm wandert. Nach der Hertzschen Formel ist die Breite der Druckfläche 240 mm und die größte Pressung 2,42 t/cm$^2$.

Die größte Tangentialkraft im Gelenk beträgt 1606 t oder ∽ 12 vH der Normalkraft. Um Verschiebungen des Oberteils unter allen Umständen zu verhindern, sind 4 Dübel von 140 mm Ø angebracht. Das Unterteil bilden 11 Stahlgußstücke in 3 Lagen mit gekreuzten Fugen, so daß die Druckverteilung gut sein dürfte. Darunter liegt auf dem Quader ein 25 mm starkes Blech. 18 Ankerschrauben von 64 mm Ø und 3,05 m Länge halten das Lager auf dem Widerlager. Das ganze Lager wiegt 248 t; es ist in eine Blechhaube eingeschlossen. Vor dem Auflegen der Grundplatte wurde das

Widerlager eben bearbeitet und mit trockenem Zement bestreut; dagegen wurde keine druckverteilende Unterlage aus Mörtel, Blei oder dgl. verwandt. Der Absturz des Mittelträgers der neuen Quebecbrücke infolge des Bruches eines Stahlgußstückes ließ die Frage auftauchen, ob solche großen Stahlgußteile genügend zuverlässig seien. Nach Ansicht des Erbauers ist das unbedingt der Fall, wenn die Teile stark genug bemessen sind und einfache Formen mit gleichmäßigen Stärken haben. Die Kerne müßten sofort nach dem Erstarren entfernt werden, bevor das Gußstück abkühlt, auch ist dies gut auszuglühen. Als Höhe der Lagerteile war außerdem mindestens die Hälfte ihrer größten Breite vorgeschrieben.

In der Fahrbahn bieten die Längsträger nichts besonderes. Sie sind unter den Gleisen 1,83 m hoch, haben oben und unten einen Verband und 2 lotrechte Diagonalkreuze in jedem Felde. Die Querträger sind 2,59 m hohe Kastenträger mit 1,066 m breiten Gurtplatten, lotrechten Querschotten an den Anschlüssen der Längsträger und einem wagerechten Schott am Anschluß der Windverbandsstreben. Sie wiegen 86 t.

Die Diagonalen des unmittelbar unter den Längsträgern liegenden Fahrbahnverbandes reichen über je zwei Felder. Sie bestehen aus einem wagerechten Steg mit 2 bis 4 Winkeln auf der Unterseite. An den Kreuzungsstellen sind sie mit den Längsträgern vernietet. Die Enden zwischen dem äußersten Längsträger und dem Windgurt sind durch einen 60 cm hohen Gitterträger versteift. An der Dehnungsfuge der Fahrbahn ist das übliche Gleitgelenk angeordnet. Die Windgurte haben ⊥-Querschnitt und sind zugleich Untergurt des Geländerträgers; an den beiden Querverspannungen, etwa in den Drittelspunkten der Felder, sind sie gegen die benachbarten Fahrbahnträger abgestützt.

Die Bremsträger liegen an den Punkten, wo die Bogen die Fahrbahn durchschneiden; es sind horizontale Blechträger von 2,438 m Höhe; die Längsträger liegen 0,457 m darüber und sind durch ein vertikales Blech mit 4 Winkeln angeschlossen.

Das Gewicht der Brücke verteilt sich wie folgt:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Längsträger mit Verspannung | 1819 t | = | 10,6 vH |
| Querträger | 1755 „ | = | 10,2 „ |
| Geländerträger und Windgurte | 288 „ | = | 1,7 „ |
| Fahrbahnverband u. Bremsträger | 261 „ | = | 1,5 „ |
| Fahrbahn | 4123 t | = | 24,0 „ |
| Bogenträger | 9815 „ | = | 57,3 „ |
| Hängestangen | 626 „ | = | 3,7 „ |
| Bogenwindverband | 1665 „ | = | 9,7 „ |
| Auflager | 903 „ | = | 5,2 „ |
| Eisenkonstruktion: | 17132 t | | |

oder 55 t/m.

Dazu kommen noch 470 t Träger in den Betontrögen der Fahrbahn.

Die Überhöhung wurde so gewählt, daß die Brücke unter der vollen ruhenden Last die der Berechnung zugrunde gelegte Form hatte; bei dem als Aufstellungsgelenk gewählten Knoten 22 W[1]) betrug sie 212 mm. Die Schienenunterkante wurde durch Verkürzen der Hängestangen auf eine Parabel von 412 mm Stich gelegt, so daß sie auch bei voller Verkehrslast und größter Kälte nicht unter die Wagerechte durchschlägt. Im Punkt 12 ergab sich infolge der Verkehrslast eine größte Senkung von 132 mm und Hebung von 89 mm; im Scheitel wurde für eine Wärmeänderung von ± 40° C eine Bewegung von ± 135 mm berechnet mit $E = 2100\ t/cm^2$ und $\varepsilon = 0{,}0000127$. Diese Zahlen zeigen, wie steif die Brücke ist. Der glatte Verlauf der Biegungslinien ließ schon erkennen, daß die Nebenspannungen klein sein würden; ihre Berechnung hat das bestätigt. (Fortsetzung folgt.)

[1]) Die Obergurtknoten sind bezeichnet 1—3—5..23, die Untergurtknoten mit 0, 2, 4... bis 22 und den Buchstaben W u. L für die Wards Island und Long Island-Seite.

---

# BUNKER FÜR GROSSRAUMFÖRDERUNG IM BRAUNKOHLENBERGBAU.

Neuere Ausführungen der Fa. Walter Rüde, Dresden.

*Von Dr.-Ing. F. l'Allemand, Dresden.*

Durch den Verlust ausgedehnter Steinkohlengebiete sowie die Anlage von Großkraftwerken steigerte sich erheblich der Bedarf an Braunkohle gegenüber der Vorkriegszeit. Diese erhöhte Nachfrage führte zur Erschließung neuer Grubenfelder und Umgestaltung der Gewinnung und Förderung der Kohle. Der früher übliche Handbetrieb (Schlitzschurrenbetrieb) wurde durch den maschinellen Abbau mittels Eimerketten- oder Löffelbagger verdrängt. Ebenso wurde die Kleinraumförderung, d. h. der Ketten- und Seilbahnbetrieb in Wagen von 0,5 bis 0,8 m³ Fassungsraum aufgegeben und durch Großraumförderung in Selbstentladewagen von 3 bis 30 m³ mit Lokomotivbetrieb ersetzt. Je nach der Art der Entleerung, der Verschlüsse und des Fahrgestelles unterscheidet man eine Reihe verschiedener Bauarten der Großraumförderwagen. Die Züge werden gewöhnlich aus mehreren Wagen zusammengestellt und durch Dampflokomotiven oder elektrische Triebwagen auf Gleisen von 90 cm Spurweite, die meist auf Querschwellenoberbau ruhen, bewegt. Beschleunigt wurde diese Umstellung durch den während des Krieges und nach demselben eingetretenen Mangel an geschulten Kohlenhauern, die stetig sinkende Arbeitsleistung der Leute und den Umstand, daß die Tagebauten in der Nähe der Werke meist ausgekohlt waren, die neuen Gewinnungsstellen aber in beträchtlicher Entfernung liegen, auf welche die Förderung mit den bestehenden Einrichtungen nicht wirtschaftlich gewesen wäre. Während Seil- und Kettenbahn die Kohle in verhältnismäßig kleinen Mengen, aber regelmäßig, dem Aufbereitungsgebäude (Naßdienst) zuführen und sich hierdurch dem Betriebe anpassen, bedarf die Großraumförderung welche beträchtliche Kohlenmassen in ganzen Zügen heranschafft, eines Ausgleichbunkers, der zweckmäßig in der Nähe des Naßdienstes angeordnet wird. Die Größe dieses Bunkers richtet sich nach dem Kohlenbedarf, der in 24 Stunden (3 Schichten) im Naßdienst benötigt wird; mitunter werden auch größere Vorräte für einen längeren Zeitraum gefordert. Diese Kohlenmenge wird jedoch bequem in nur 2 Schichten des Grubenbetriebes durch die Großraumförderung herangeschafft, während der Kleinraumbetrieb, ebenso wie die Brikettfabrik, dreischichtige Arbeitszeit beanspruchen. Was durch den Fortfall einer ganzen Schicht an Belegschaft in der Grube erspart wird, ist offensichtlich. Bei voller Ausnützung der Großraumförderung läßt sich umgekehrt wieder eine erhebliche Steigerung der Arbeitsleistung im Naßdienst erzielen.

Sofern die Kohle nicht sortiert und im Rohzustande verladen wird, gelangt sie aus dem Bunker in regelmäßiger Förderung nach dem Naßdienst der Brikettfabrik. Dies geschieht in der Regel durch ein Band, welches unterhalb der Auslaufschurren angeordnet ist und nach Verlassen des Bunkers durch Schrägstellung gleichzeitig die Höhenförderung bewerkstelligt. Die Zuführung der Kohle nach der Brikettfabrik kann aber auch auf andere Art, z. B. durch ein Becherwerk (Conveyor) oder Elektro-Hängebahn erfolgen. Die Beschickung des Naßdienstes durch ein Band ist in allen Fällen eine viel gleichmäßigere als durch die Zufuhr der oft mancherlei Störungen ausgesetzten Seil- oder Kettenbahn. Mit der Fördereinrichtung ist in den meisten Fällen die Anordnung einer Vorzerkleinerung verbunden, und zwar kann die Kohle entweder vor dem Auffallen auf das Band durch in den Schurren angeordnete

Apparate oder fahrbare Brecher gebrochen werden oder sie wird von dem Förderband in einen Brecher geworfen, vorgebrochen und nach dem Naßdienst befördert.

Die Anhaltischen Kohlenwerke A.-G., Halle (Saale) haben 1908 als erste Verwaltung auf ihrer Grube Marie I bei Reppist bei Senftenberg (N.-L.) die Umstellung von Kleinraum- zur Großraumförderung vollzogen. Der dort angelegte Vorratsbunker faßt 1000 m³ und ist in Eisenkonstruktion mit Ziegelausfachung ausgeführt. Ist die erste Zeit der Entwicklung durch den Bau eiserner Großraumbunker gekennzeichnet, so wurden in den letzten Jahren fast ausschließlich solche in Eisenbeton erbaut Neben wirtschaftlichen Vorteilen haben hauptsächlich 2 Vorzüge dieser Bauweise, die Anpassungsfähigkeit bei verwickelter Formgebung und der Fortfall der Unterhaltungskosten für das Bauwerk, dem Eisenbeton auch dieses wichtige Sondergebiet des Industriebaues erobert.



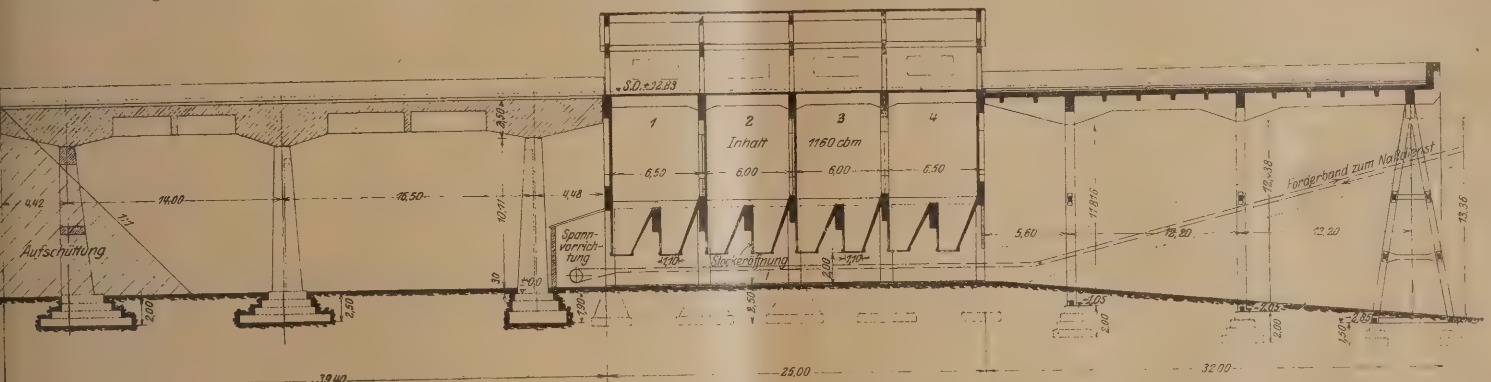
**Abb. 1.** Großraumbunker Grube „Meurostolln".

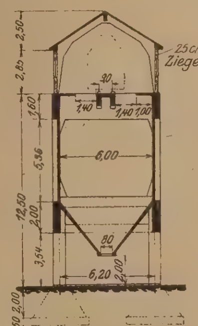
Nachstehend werden einige neuere Ausführungen von Bunkeranlagen für Großraumförderung auf Braunkohlengruben im Niederlausitzer Bezirk näher beschrieben.

Die Neuen Senftenberger Kohlenwerke A.-G. in Senftenberg (N.-L.) haben für die aus ihrem Tagebau IV im Unterflöz gewonnene Rohbraunkohle je einen Großraumbunker auf ihren Werken „Meurostolln" und „Elisabethglück" bei Senftenberg in den Jahren 1921 und 1922 erbaut. Die Förderung der beiden Gruben erfolgt aus einem 16 m mächtigen durch eine 45 m starke Decke überlagerten Flöz mittels Eimerketten- und Löffelbagger und beträgt zusammen etwa 50 000 hl täglich.

Abbildung 1 zeigt die Bunkeranlage auf Grube Meurostolln, welche die solche Bauwerke kennzeichnende Dreigliederung, nämlich Zufahrtbrücke, Bunker und Ausstoßbrücke, aufweist. Die Förderzüge, welche die Kohle aus dem z. Z. rd 5 km vom Bunker entfernten Gewinnungsort heranschaffen, bestehen aus einer vierachsigen elektrischen Abraumlokomotive (Triebwagen Bauart Siemens-Schuckert bzw. AEG.) von 250 PS mit 2 Drehgestellen von rd 44 t Dienstgewicht und 3–4 Selbstentladewagen (Bauart Krupp) von je 26 m³ Inhalt. Aus den Großraumwagen fällt die Kohle in den 1160 m³ fassenden Bunkerrumpf, gelangt durch eine aus 2 quergestellten Walzen bestehende Zuführung mit Stocherrost auf ein 1 m breites Muldenband, das auf leichtem eisernen Unterbau ruht, durch 3 Walzen entsprechend geformt und durch eine an der Bunkerstirnseite gegen die Zufahrtbrücke zu gelegene Vorrichtung gespannt wird; es führt in einer Steigung von 20° zum Naßdienst, besitzt eine Förderfähigkeit von 1500 hl je Stunde und kann den Bunker in 8 Stunden entleeren. Die Füllung des Bunkers kann durch 16 Züge in 8 Stunden durchgeführt werden. Die Ausführung der maschinellen Einrichtung und der damit zusammenhängenden Eisenkonstruktion erfolgte durch das Senftenberger Eisenwerk, G. m. b. H.

Aus Abbildung 2 sind die Längen- und Querschnitte des Bauwerkes zu entnehmen. Für die Ausbildung der Stützenstellung der über 39 m langen Zufahrtbrücke war die Forderung maßgebend, daß unmittelbar neben dem Bunker eine Straße nebst Werkbahn in spitzem Kreuzungswinkel vorbeigeführt werden mußte. Das Tragwerk der Brücke besteht aus einem durchlaufenden Träger auf 3 Stützpunkten mit beiderseits überkragenden Enden, ist also in keiner Weise mit dem Bunkergebäude verbunden. Das Schotterbett wird bis an den Bunker herangeführt; Zargen, die gleichzeitig Schutz gegen Entgleisung bieten sollen, bilden die seitliche Begrenzung des Fahrbahntroges, der fast 13 m über Gelände liegt. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß sie Stöße der Fahrzeuge vermindert und die Rissesicherheit in höherem Maße gewährleistet wird. Der Brückenträger ruht auf Pfeilern von bewehrtem Stampfbeton. Im Bereiche des Bunkers kann die vorbeschriebene Durchbildung der Fahrbahn entbehrt werden, da sich die Fahrzeuge auf dieser Strecke mit geringerer Geschwindigkeit bewegen und bei der Zusammensetzung der Züge unter Umständen die Lokomotive gar nicht auf den Bunker kommt.



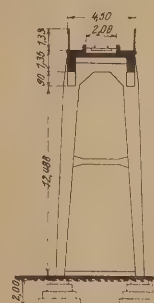




**Abb. 2.** Großraumbunker Grube „Meurostolln".

Beim Bunker sind zu unterscheiden der Transportbandraum unterhalb der Auslaufschurren, Rumpf und Dachaufbau. Das weitaus größte Interesse für den Ingenieur verdient der Bunkerrumpf, dessen richtige Form für die glatte Abwicklung des Betriebes von ausschlaggebender Bedeutung ist. Um diese zu finden, ist eine genaue Kenntnis der Zusammensetzung und des Gefüges der einzulagernden Kohle unentbehrlich. Wohl kein Fördergut besitzt in dieser Hinsicht so verschiedenartige Eigenschaften wie die Braunkohle. Geographisch demselben Aufschlußgebiete angehörige Abbau-

betriebe liefern in dem einen beispielsweise klare und mulmige, in dem anderen stückige und knorpelige Kohle. Bei der baulichen Durchbildung der Bunkerform muß daher in erster Linie der Bergmann gehört werden; er kennt die Beschaffenheit seiner Kohle, und es ist dann Aufgabe der Entwurfsbearbeitung, diesen Forderungen nachzukommen. Selbstverständlich hat man im Laufe der Zeit gewisse Erfahrungen gesammelt, an denen nicht achtlos vorbeigegangen werden darf. So ist die gute Wirkungsweise lotrechter Wände, steiler Rutschflächen (über 52⁰) und großer Auslauföffnungen, welche die gefürchtete Brückenbildung über den Trichter verhindern und den glatten hemmungslosen Abgang der Kohle aus dem Bunker ermöglichen, allgemein anerkannt. Im vorliegenden Falle besteht der 6 m breite und 10,5 m hohe Bunkerrumpf aus 4 Zellen mit 2 inneren Scheidewänden, so daß 3 getrennte Lagerräume entstehen, entsprechend den Erfordernissen des Betriebes, welche eine Scheidung der Kessel- von der Brikettier-Kohle verlangen. Jede Zelle besitzt 2 Hängetrichter in der Form eines Pyramidenstumpfes mit 0,8/1,10 m großen Ausläufen.

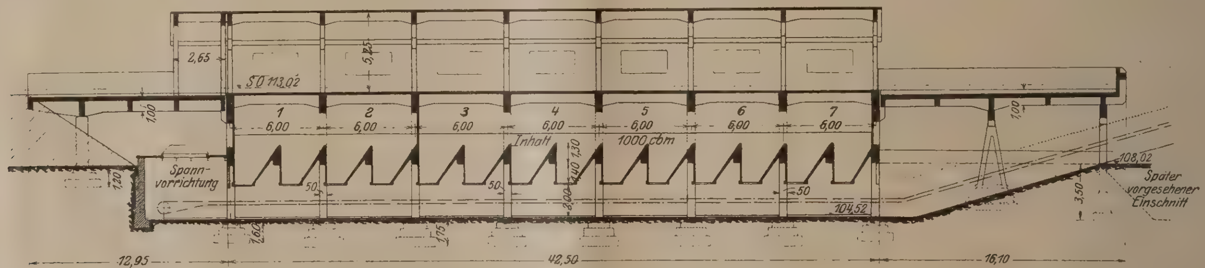


Abb. 3. Großraumbunker Grube „Elisabethglück".

entladewagen. Der Dachaufbau ist in der bekannten einfachen Weise durch Ausmauerung der zwischen den Binderstielen liegenden Wandflächen durchgeführt.

Die Länge der Ausstoßbrücke mußte so bemessen werden, daß bei gezogenen Großraumwagen die Füllung der letzten Zelle mit dem letzten Wagen des Förderzuges möglich ist. Das Brückentragwerk ist in ähnlicher Weise wie bei der Zufahrtbrücke ausgebildet, besteht jedoch aus zwei durch eine kräftige Platte mit Querträgern versteiften Hauptbalken und besitzt außerdem eine prellbockartige Endversteifung, die in biegungsfestem Zusammenhange mit der vollwandigen Brüstung steht. Die Pfeiler der Ausstoßbrücke sind mit Rücksicht auf die Führung des Förderbandes als Eisenbetonrahmen ausgeführt. Die Pendeljoche stellen durch Zwischenriegel versteifte Zweigelenkrahmen mit Zugbändern dar. Der Endpfeiler ist ein Bockgerüst mit schräggestellten Stielen.

Eine ähnliche Anlage, bei welcher gewisse Erfahrungen, die beim Bau des Großraumbunkers auf Grube Meurostollen




Drei Trichtermantelflächen sind gegen die Wagerechte unter 55 bis 65⁰ geneigt, die vierte, in welcher 0,8/0,8 m große verschließbare Stocheröffnungen vorgesehen sind, ist lotrecht. Diese vorerwähnten Aussparungen haben den Zweck, eintretende Brückenbildungen oberhalb der Ausläufe mittels Stangen einzustoßen. Die von der Kohle berührten Wand- und Trichterflächen erhielten glatten Zementputz. Die 6 m voneinander entfernten durch kräftige Längsträger verbundenen Hauptrahmen sind, wie aus dem Querschnitt des Bunkers ersichtlich ist, auf Stampfbeton-Einzelfundamenten gegründet. Der obere Teil des Bunkerrumpfes enthält die notwendigen Tragbalken für die Fahrbahn, die seitlichen Bedienungsstege und den Dachaufbau. Auf den beiden durch eine Druckplatte verbundenen Längsbalken ruht der aus hölzernen Querschwellen und Schienen bestehende Oberbau. Die Einschüttöffnungen beiderseits des Gleises haben eine Breite von 1,4 m und werden durch einen eisernen Kettenrost überdeckt, welcher ungewöhnlich große Kohlenstücke und sonstige Verunreinigungen (Holz) zurückhält und außerdem Schutz gegen Hereinfallen der Leute bieten soll. Die beiderseitigen Laufstege ermöglichen der Bedienung an jeder Stelle die Auslösung der Verschlüsse der Selbst-

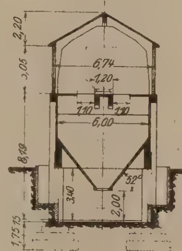
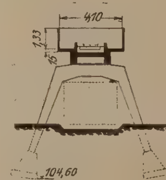


Abb. 4.
Großraumbunker
Grube „Elisabethglück".



gewonnen wurden, verwertet werden konnten, wurde auf Grube „Elisabethglück" geschaffen. Durch Großraumwagen wird die Kohle aus demselben Tagebau wie für die Bunkeranlage auf Grube Meurostollen herangeschafft. Die Förderstrecke ist jedoch erheblich länger und beträgt 6 km. Die maschinelle Einrichtung der Förderanlage besitzt große Ähnlichkeit mit derjenigen auf Grube Meurostollen, so daß auf die dortigen Ausführungen verwiesen werden kann.

Die örtlichen Höhenverhältnisse bedingten eine langgestreckte gedrungene Bunkerform (vgl. Abb. 3); die Fahrbahn liegt hier nur etwa 5 m über Gelände, so daß der Bunker bis zur Höhe der Auslaufschurren im Erdreich steckt.

Das Tragwerk der Zufahrt- und Ausstoßbrücke (Abb. 4) besteht aus je 2 Längsträgern mit zwischengespannter Fahrbahnplatte und seitlich auskragenden Bedienungsstegen. In beiden Fällen ruhen die beweglichen Endauflager auf Auskragungen der Bunkerstirnwände. Entsprechend der Höhenlage von Schienenoberkante des Zuführungsgleises besitzen auch die Pfeiler der Zufahrt- und Ausstoßbrücke bedeutend geringere Höhen. Der feste Auflagerpunkt der Ausstoßbrücke ist durch das Bockgerüst gekennzeichnet. Die aus der Zeich-

nung ersichtliche tiefere Gründung der Pfeiler für die Ausstoßbrücke ist mit Rücksicht auf die später einmal in Aussicht genommene Lage eines Fördereinschnittes nach einem neu zu erschließenden Tagebau schon jetzt vorgenommen worden.

Der eigentliche Bunker (1000 m³ Nutzinhalt) besitzt eine Länge von 42,5 m bei 6,6 m Höhe und 6 m Breite. Der Bunkerrumpf besteht aus 7 Bunkerzellen und besitzt eine Scheidewand, welche die beiden ersten Zellen von den übrigen abtrennt. Jede Bunkerzelle hat zwei in ähnlicher Weise wie auf Grube Meurostollen geformte Trichterausläufe. Lichtschächte in jedem Felde sorgen für Beleuchtung des 2 m hohen Transportbandraumes, in dessen Verlängerung — unterhalb der Zufahrtbrücke — der Anbau für die Spannvorrichtung liegt. In statischer Beziehung bildet dieser Rahmen einen Zweigelenkrahmen mit biegungsfestem Zwischenriegel. Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, den Bunkerrumpf an den Stirnseiten durch Dachvorbauten zu schützen, um das Hereinwehen von Regen und Schneemassen zu verhindern. Außerdem bietet ein solcher Vorbau auch einen gewissen Schutz für die auf den Laufstegen neben den Gleisen tätige Bedienung. Mit Rücksicht auf die Nähe der Brikettfabrik und den durch dieses verhältnismäßig hohe Gebäude gewährten Windschutz wurde jedoch nur ein Vorbau über der Zufahrtbrücke an Stelle der zwei ursprünglich vorgesehenen ausgeführt. Dieser ist vom Bunkerdach vollständig unabhängig und ruht auf Querträgern des entsprechend verstärkten Tragwerkes der Zufahrtbrücke.

In großzügiger Weise führt z. Z. die „Eintracht", Braunkohlenwerke und Brikettfabriken, A.-G. in Neu-Welzow, N.-L., auf ihren Gruben „Clara" (Welzow), „Clara II" (Gosda) und „Werminghoff" (Werminghoff/O.-L.) eine Umgestaltung und Erweiterung ihrer Betriebe durch.

Auf Grube „Werminghoff" werden z. Z. mit Kleinraumförderung (Kettenbahnbetrieb) etwa 50 000 hl täglich gefördert. Der Tagebau wird auf einem im Mittel 10 m mächtigen Flöz betrieben, das eine etwa 20 m starke Decke besitzt. Aus dem Tagebau führt in mäßiger Steigung auf 2 km Länge die zweigleisige Förderstrecke, an deren Ende eine Spitzkehre angelegt ist, von der aus eingleisig die Abfahrt nach dem Großraumbunker erfolgt. Die Züge bestehen auch hier aus elektrischen Triebwagen und 3 Einheiten. Die Triebwagen (Bauart Siemens-Schuckert) sind 10,60 m lang und haben 44 t Dienstgewicht, bestehen aus 4 Achsen mit 2 Drehgestellen. Die vierachsigen Wagen sind Seitenentlader und fassen 27 m³ bei 30 t Gesamtgewicht. Die Entleerung des Bunkers erfolgt durch kreisförmige Öffnungen auf Teller, die auf beiderseits liegende Bänder abstreichen. Auf diesen gelangt die Kohle zu den in der Antriebsstation liegenden Brechern, in welchen sie zerkleinert wird. Von dort aus wird sie durch Schrägbänder zum Naßdienst bzw. Kesselhaus gefördert.

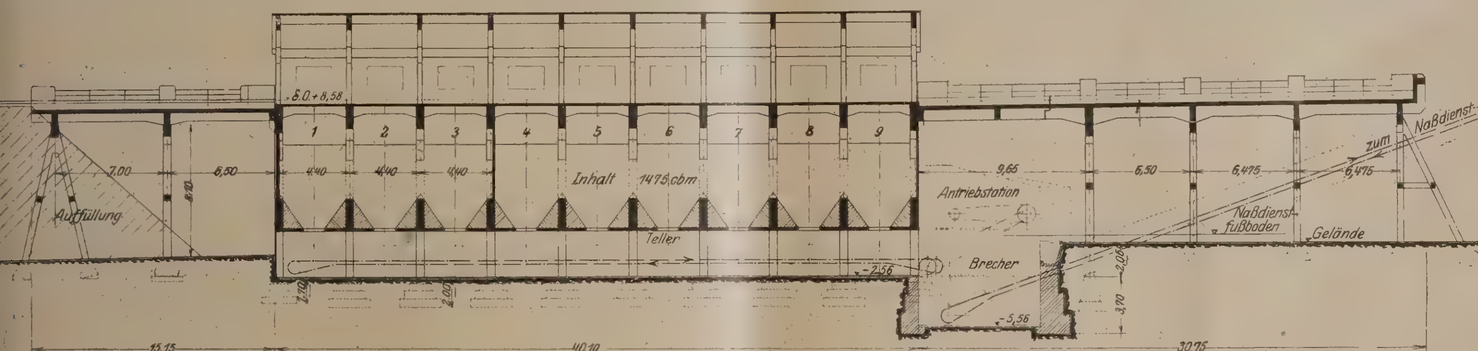


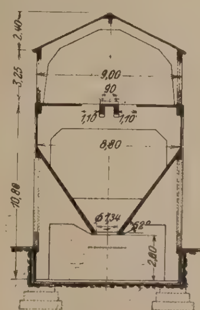
Abb. 5. Bunkeranlage auf Grube „Werminghoff"

Das Lichtbild Abb. 5 gibt eine Übersicht der Gesamtanlage und zeigt im Hintergrunde die Fundamente der Rohkohlenförderanlage und Rohkohlenverladung.

Die Zufahrtbrücke, welche von dem über 9 m hohen Damm zum Bunker führt, besitzt eine Länge von rd 15 m und stellt in statischer Hinsicht einen durchlaufenden Träger auf 3 Stützpunkten mit überkragendem dammseitigen Ende vor (Abb. 6). Die Querschnittausbildung der Fahrbahn und Pfeileranordnung ist eine ähnliche wie bei den vorbeschriebenen Anlagen.

Der etwa 40 m lange, 9-zellige Bunker hat einen Nutzinhalt von 1475 m³ und liegt rd 2 m tief im Gelände. Mit Rücksicht auf die gute Beschaffenheit des Baugrundes konnten Stampfbetoneinzelfundamente vorgesehen werden. Die Abmessungen des Bunkers wurden in engster Zusammenarbeit mit der Zeitzer Maschinenbau Akt.-Ges., welche den maschinellen Teil der Anlage ausführt, festgelegt. Zunächst wurde ein durchweg freier gutbelichteter Transportbandraum von 2,8 m Mindesthöhe gefordert, wodurch wieder bei gegebener Höhenlage von Schienenoberkante des Fördergleises und vorgenanntem Nutzinhalt die Rumpfbreite des Bunkers mit 8,8 lichtem inneren Maß ermittelt werden konnte. Die Neigung der Schrägwände beträgt 55⁰. Zur Trennung von Brikettier- und Kesselkohle wurde eine mittlere Scheidewand zwischen der 3. und 4. Zelle eingezogen. Die Zellenausbildung wird durch Aufbringung von keilförmigen Magerbetonkörpern erreicht, so daß die unwirtschaftliche Ausbildung von pyramidenförmigen Trichtern fortfällt und glatte durchlaufende Schalflächen vorliegen. Das Haupttragwerk stellt einen mehrfach statisch unbestimmten biegungsfesten Rahmen dar, welcher das Auflager für die lotrechten Wände, schrägen Trichterflächen und wagerechten Bodenplatten bildet. Jede Zelle besitzt eine kreisförmige 1,34 m i. L. große Öffnung,



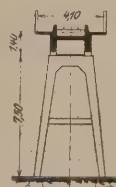


Abb. 6. Bunkeranlage auf Grube „Werminghoff".

unterhalb der sich die Abgabedrehtische befinden, welche auf besonderen Stampfbetonfundamenten ruhen. Auf dem oberen Riegel der Hauptrahmen liegt das Fahrbahntragwerk, ein gekuppelter Plattenbalken und zu beiden Seiten Bedienungsstege. Die Einschüttöffnung besitzt eine Breite von 1,10 und ist nur durch die vorerwähnten Riegel unterbrochen; sie wird durch ein Flacheisenrost abgedeckt. Der Laufsteg wird etwas tiefer als die Fahrbahn angelegt, so daß eine mühelose Bedienung der Auslösevorrichtung der Selbstentladewagen möglich ist. Die Bunkerinnenflächen sind glatt geputzt. Das Bunkerdach — ein Rahmendach mit Eisenbetondachhaut, Pfetten und Ausmauerung — bietet nichts besonderes.

In der Verlängerung des Bunkers liegt die über 30 m lange Ausstoßbrücke, ein durchlaufender Träger auf vier Stützen mit überkragendem Ende auf Pendeljochen und Bremsbock mit eingehängtem Koppelträger gegen den Bunker zu. Über dem Bremsbock ist der bei Ausstoßbrücken übliche kräftige Fahrbahnabschluß angeordnet.

Unterhalb der Brücke im Anschluß an den Bunker liegt die „Antriebsstation", welche hauptsächlich zur Aufnahme der Brecher dient. Das dreigeschossige Gebäude, welches etwa 5,5 m tief im Erdreich liegt, hat bei aller Einfachheit der Tragwerke infolge seiner unregelmäßigen Grundrißform mancherlei Schwierigkeiten bei der Einzeldurchbildung verursacht, da alle Forderungen der Maschinenbaufirma bezüglich Aussparungen, Fundamente, Treppen, Tür- und Fensteröffnungen usw. genauestens zu erfüllen waren. Das Gebäude ist vom Bunker vollständig getrennt, um ungleichartiges Setzen zu verhüten. Der kleine Einbau über der ansteigenden Wand ist bis zum Beginn der eisernen Schrägbrücke (Ausführung durch die Fa. A. W. Mackensen, Magdeburg) in Beton bzw. Eisenbeton ausgeführt.

Die Beton- und Eisenbetonarbeiten ausschließlich Putzarbeiten für die Zufahrtbrücke, Bunker, Antriebsstation und Ausstoßbrücke wurden in einem Zeitraum von etwa 90 Arbeitstagen ausgeführt. Im einzelnen verteilen sich die Leistungen wie folgt:

Betonieren der Fundamente und des Kellers der Antriebsstation 15 Tage, Einschalen des Bunkerrumpfes 20 Tage, Betonieren desselben 10 Tage, Einschalen des Daches 8 Tage, Betonieren desselben 5 Tage, Einschalen und Rüsten der Zufahrt- und Ausstoßbrücke 24 Tage, Betonieren der Brücken 10 Tage.

Im September 1922 wurde für die Niederlausitzer Kohlenwerke, A.-G. Berlin, auf Grube „Waidmannsheil" (Särchen-Annahütte, N.-L.) der Bau eines Rohkohlenbunkers von 1250 m³ Nutzinhalt begonnen. Hierdurch wird der bisherige Seilbahnbetrieb aufgehoben und durch die Großraumförderung ersetzt. Das Werk, welches im Tagebau durch Kleinraumbetrieb bisher rd 12 000 hl aus einem 15 m mächtigen und 13 m überdeckten söhligen Flöz fördert, hofft die tägliche Gewinnung nach Umstellung erheblich zu steigern. Die Kohle muß aus dem nördlich des bereits abgebauten Grubenfeldes gelegenen Tagebau, d. i. auf eine Strecke von mehr als 1,5 km herangeholt werden. Die Kohle wird teils im Landabsatz verkauft, teils brikettiert oder im eigenen Betriebe zur Kesselfeuerung verwendet. Der durch die Förderzüge gefüllte Bunker wird stetig und gleichzeitig aus sämtlichen Zellen entleert. Die Kohle sinkt durch die Trichterausläufe langsam in kegelförmigen Haufen auf die unter den Öffnungen befindlichen Drehtische. Durch besondere Abstreicher, welche in die Böschung der Kohlenkegel einschneiden, wird die ständige Abführung der sinkenden Kohle in ununterbrochenem Strome bewerkstelligt. Zur Regelung der abzuführenden Kohlenmenge ist unter den Trichteröffnungen ein Teleskoprohr angebracht, und außerdem kann durch Verstärkung der Abstreicher die Zufuhr vergrößert oder verkleinert werden. Unter den Tischen bewegen sich gegeneinander 2 Förderbänder, welche die Kohle den Sortierungs- und Zerkleinerungsapparaten zuführen. Das Fördergut gelangt zunächst auf einen Schüttelrätter, wo es gesiebt und je nach der Beschaffenheit in 2 Sorten geteilt wird; das durch die Siebmaschen fallende Gut wird in einem großen für den Rätter und Kohlenbrecher gemeinsamen Trichter aufgefangen während die durch die Rüttelbewegung über die Siebfläche heruntergleitenden groben Stücke einem Brechwalzwerk zugeführt werden, welches dieselben in etwa faustgroße Stücke bricht und ebenfalls in den vorerwähnten Fangtrichter ausschüttet. Aus letzterem fällt die Kohle ununterbrochen in das darunter befindliche Becherwerk, welches das Fördergut dem Naßdienst zuführt. Die im Rohzustande zum Verkauf gelangende Kohle (Siebkohle) wird auf dem Schüttelrätter im Bunkerkeller gewonnen und mittels einer Rutsche dem unter 20° ansteigenden Transportband zugeführt, welches die Kohle nach einem in etwa 50 m Entfernung errichteten Siebkohlenbunker fördert. Dortselbst wird die zugeführte Stückkohle nochmals sortiert und sodann in Bahnwagen verladen. Die gesamte Eisenkonstruktion und maschinelle Anlage wurde von der Fa. Christoph & Unmack A.-G., Abtlg. Maschinenbau, in Niesky, O.-L. geliefert.

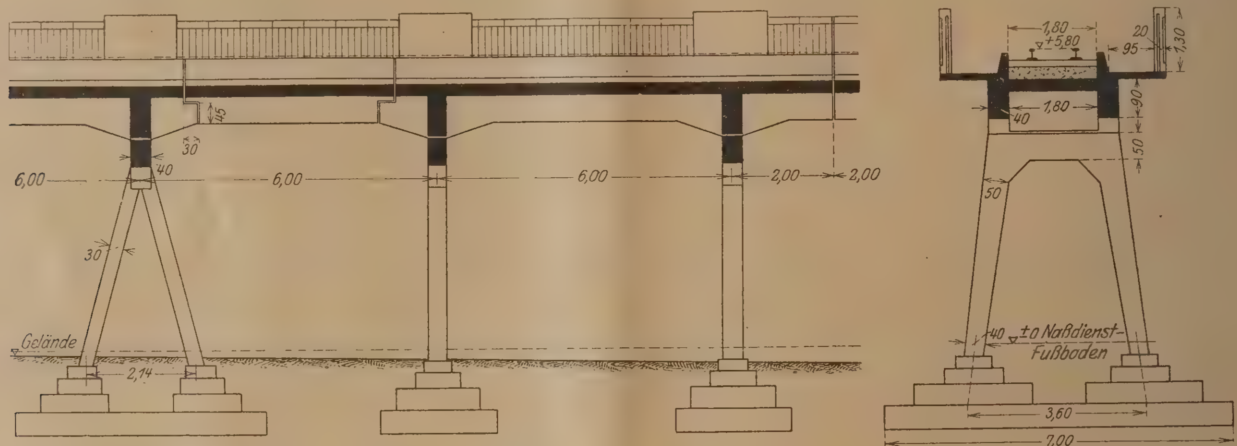



Abb. 7. Bunker auf Grube „Waidmannsheil" mit der Zufahrtbrücke.

Die Bunkeranlage, Abb. 11, besteht aus einer 58 m langen Zufahrtbrücke, dem Bunker und der 16 m langen Ausstoßbrücke.

Mit Rücksicht auf die schlechte Beschaffenheit des Baugrundes (aufgeschütteter Boden) mußte das Tragwerk der Zufahrtbrücke statisch bestimmt ausgebildet werden, um ungleichförmigen Setzungen der Pfeiler ohne Nachteile folgen zu können. Aus Abb. 7, welche einen Teil der Zufahrtbrücke zeigt, ist die Lage der Gelenkstellen ersichtlich. Der Eisenbetonüberbau besteht aus 2 Hauptlängsträgern mit Fahrbahnplatte, welche für die Verkehrsbelastung von zweiachsigen Dampflokomotiven von 27 t Dienstgewicht

und einseitig angereihte Selbstentladewagen (System Görlitzer Maschinenbaufabrik A.-G.) von 20 m³ Nutzinhalt und 23 t Gesamtgewicht sowie für das Eigengewicht des durchgeführten Schotterbettes von 43 cm Höhe bemessen sind; die Laufstege kragen aus. Das Tragwerk ruht auf Pendeljochen und Bremsböcken, entsprechend der Anordnung fester und beweglicher Auflagerpunkte eines Gerber-Trägers. Pendeljoche und Bremsböcke sind auf quergestellten Eisenbetonstreifenfundamenten gegründet.

Der achtzellige Bunker (lichte Breite 6,30 m, Abb. 8) hat eine Gesamtlänge von 42,5 m und enthält unterhalb und neben den Zellen 5 und 6 den für die Aufstellung der Sortierungs- und Zerkleinerungsapparate eingebauten Bunkerkeller. Dieser besitzt eine Tiefe von 10 m, gemessen von Oberkante Gelände an, und besteht aus zwei Absätzen von 2,9 bzw. 7,10 m Höhe; er liegt rd 4 m tief im Grundwasser und ist dementsprechend im unteren Teile durch eine mehrlagige Dichtungshaut geschützt. Im einzelnen ist seine Formgebung durch die Anordnung der Apparate und Maschinen bedingt; im oberen Teile des Kellers sind der Schüttelrätter, das Brechwalzwerk und der Fangtrichter, im unteren das Becherwerk und die Spannvorrichtung des Bandes nach dem Siebkohlenbunker aufgestellt. In der Richtung der Längsachse des Kellers, die Bunkerlängsachse unter einem Winkel von 45° schneidend, liegt der Kanal bzw. die Schrägbrücke für das nach dem Siebkohlenbunker führende Förderband. Mehrere Treppen

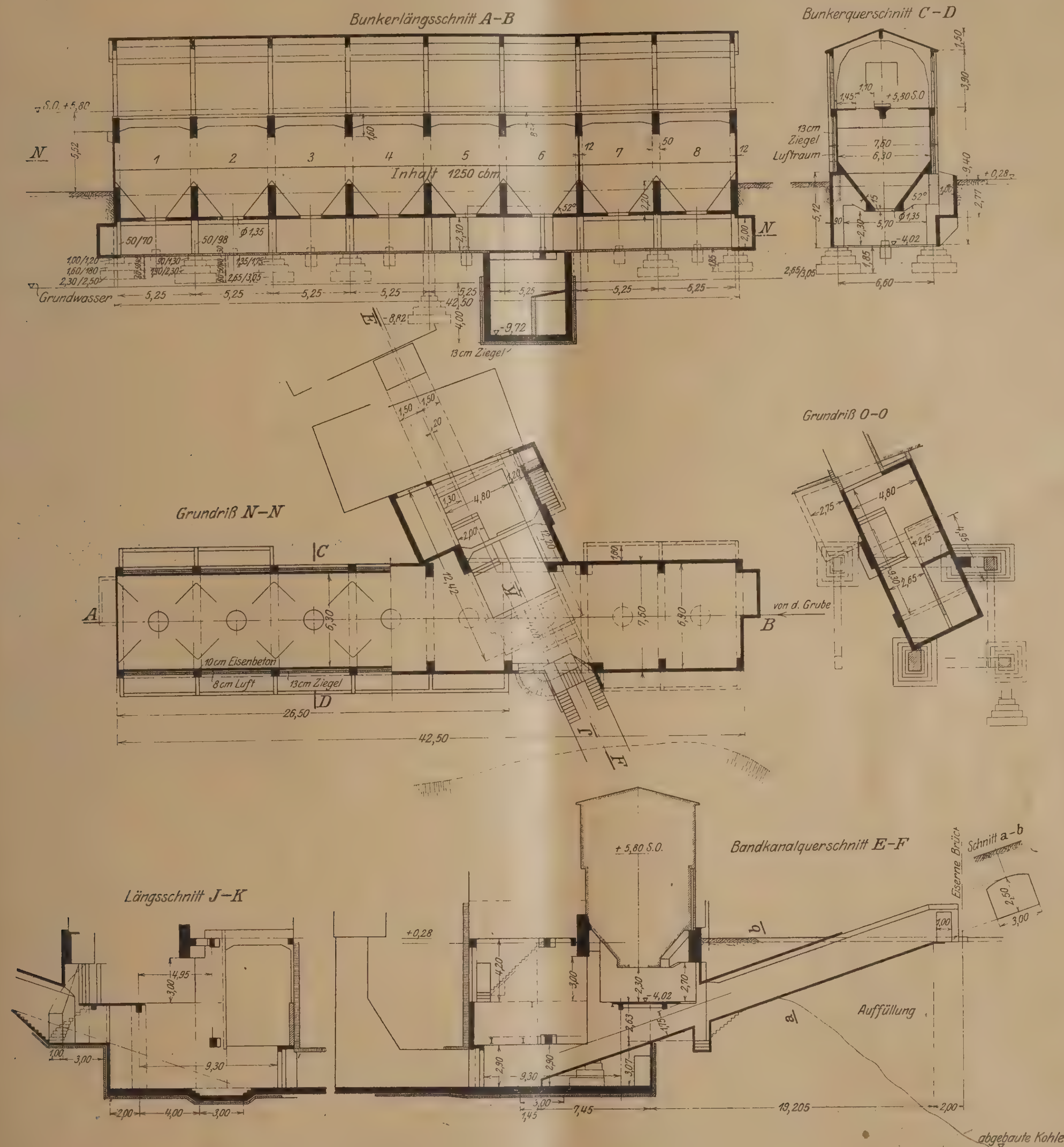



Abb. 8. Bunker auf Grube „Waidmannsheil".

sorgen für die Begehbarkeit des Kellers. Unterhalb der Elektrowerkstatt, neben der Brikettfabrik, in Höhe der zweiten Sohle des Kellers, liegt der Kanal und Schacht für das Becherwerk, die nach schwierigen Wasserhaltungs- und Absteifungsarbeiten bergmännisch eingebaut wurden und aus gemauerten Wänden und Eisenbetonsohle bestehen. Die Lage des Bunkerkellers machte die Abfangung mehrerer Bunkerhauptstützen erforderlich. Das Tragwerk des Bunkers hat mit demjenigen auf Grube Werminghoff große Ähnlichkeit. Der 7,10 m hohe Rumpf hat glatt durchlaufende Umfassungswände und enthält zwischen Zelle 6 und 7 eine Scheidewand, um Kessel- und Brikettierkohle trennen zu können. Jede Zelle besitzt kreisförmige Ausläufe von 1,35 m Durchmesser.

Mit Rücksicht auf die Lage des Förderbandes weist der Transportbandraum einseitig angeordnete Nischen für die Spannvorrichtung auf. Seine lichte Höhe, unterhalb der Auslaufschurren gemessen, beträgt 2,30 m; er ist durch große aus den Umfassungswänden ausgekragte Lichtschächte gut beleuchtet. Die Gründung der Rahmenstiele und Fundamente für die Drehtische erfolgt in Stampfbeton. Die schrägen Rutschflächen neben den unteren Rahmenriegeln werden durch Magerbeton-Keile hergestellt.

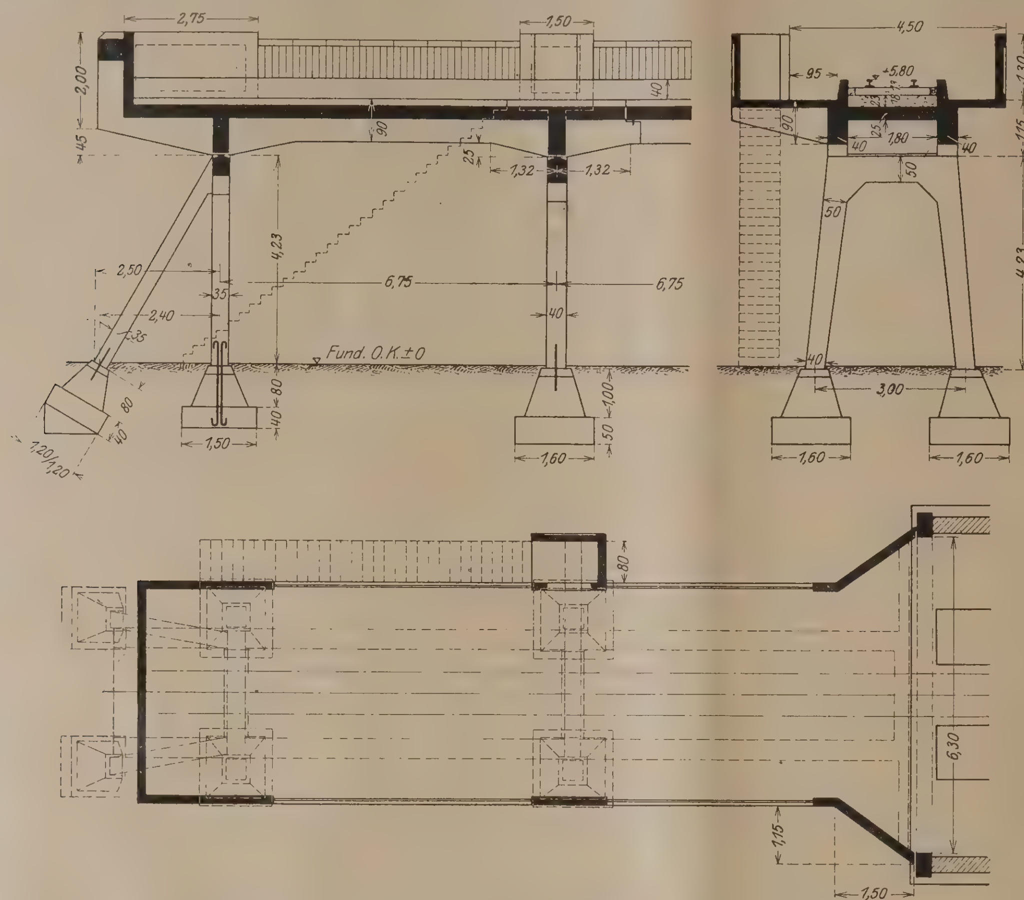



Abb. 9. Bunker auf Grube „Waidmannsheil" — Ausstoßbänke.

Die Anordnung der Fahrbahn und Laufstege geht aus dem Querschnitt hervor. Auch hier wurde mit Rücksicht auf die leichte Durchführung des Betriebes der Laufsteg tiefer als Schienenoberkante angelegt. Besondere Dachvorbauten wurden nicht vorgesehen, dagegen wurden zwischen den Giebelbindern teils aus Ziegelmauerwerk, teils aus Eisenbeton bestehende Abschlußwände eingezogen. Um das Einfrieren der Kohle zu vermeiden, wurde eine 13 cm starke Ausfachung der Bunkerlängswände vorgenommen, so zwar, daß zwischen Ziegelmauerwerk und Eisenbetonwand ein 8 cm starker Luftraum verbleibt, welcher durch Dampf von den Hauptzuleitungsrohren im Transportbandraum erwärmt werden soll.

Die 16 m lange Ausstoßbrücke, Abb. 9, welche auf gutem Baugrunde durch Stampfbeton-Einzelfundamente gegründet werden konnte, besitzt ein als durchlaufender Träger auf 3 Stützpunkten ausgebildetes Fahrbahntragwerk mit versteifter Abschlußwand über dem Bremsbock. Der Querschnitt entspricht demjenigen der Zufahrtbrücke. Eine leichte eiserne Treppe ermöglicht den Aufstieg zur Fahrbahn und nach dem Bunker.

Einige der vorbeschriebenen Bunkeranlagen haben sich bereits in längerem Betriebe gut bewährt, so daß wohl weitere Umstellungen auf Großraumförderung noch auf manchen Gruben folgen dürften. Dem Eisenbetonbau ist hierdurch ein aussichtsreiches Gebiet für weitere Entwicklung gegeben.

---

# ZUR MOMENTENBESTIMMUNG DURCHLAUFENDER EISENBETONTRAGWERKE.

*Von Prof. B. Löser, Dresden, Vorstandsmitglied der Kell & Löser-A.-G.*

***Übersicht:*** Die Berechnung der Momente durchlaufender Träger gründet sich auf Voraussetzungen, die im Eisenbetonbau nur teilweise erfüllt sind. Diese Verfahren haben für den Eisenbetonbau daher nur die Bedeutung von Näherungsverfahren. Es wird versucht, kürzere Rechnungswege zu finden, die raschere Momente von ungefähr gleicher Größe ergeben. Die negativen Feldmomente sind bisher überschätzt worden.

Als 1914—15 die jetzt gültigen Deutschen Eisenbetonbestimmungen beraten wurden, befand sich unser Volk in hoffnungsvoller Lage, die aber durch den Ausgang des Krieges von Grund auf geändert wurde. Heute sind wir bitter arm und ringen schwer um die Wiederaufrichtung unserer Wirtschaft. Es ist deshalb dringend nötig, bei Neuberatung der Deutschen Eisenbetonbestimmungen auf das gründlichste zu prüfen, wo gespart werden kann. Mehr als je haben wir die Pflicht, auf allen Gebieten wirtschaftliche Aufgaben mit einem Minimum an Aufwand zu lösen.

Bei durchlaufenden Eisenbetontragwerken scheinen mir besonders in zweifacher Richtung Ersparnisse möglich und nötig zu sein, und zwar an technischer Arbeit durch Vereinfachung der Berechnungsverfahren und an Eisen durch Verminderung der oberen Bewehrung in den Innenfeldern.

Jetzt werden bei der Ermittlung der Grenzwerte der Momente die Verfahren für durchlaufende Tragwerke benutzt. Dabei wird bekanntlich angenommen, daß

1. die Querschnitte aller Felder gleiche Trägheitsmomente besitzen,
2. alle Stützpunkte in gleicher Höhe liegen,
3. die Stützung überall in Schneiden erfolgt, damit bei Verdrehung der Stabachse über den Lagern kein Widerstand geleistet wird.

Nun ist es keine neue Wahrheit, daß diese Voraussetzungen im Bauwerk nicht erfüllt sind und daß durchlaufende Eisenbetontragwerke wegen ihrer Monolithität dem Zustand der Einspannung weit näher kommen als dem der Kontinuität auf Schneidenlagerung. Wenn man sich bemüht, vereinfachende Rechnungswege zu suchen, begibt man sich freilich in Gefahr, als Ketzer an den Pranger zu kommen wegen Rüttelns an bewährten „wissenschaftlichen" Verfahren. Es ist deshalb nötig, zu zeigen, daß selbst bei Annahme von Schneidenlagerung die gebräuchlichen Rechnungswege nur als Näherungsverfahren angesprochen werden dürfen, weil sie die Ungleichheit der Trägheitsmomente in End- und Mittelfeldern nicht berücksichtigen und weil ferner keine Folgerichtigkeit bezüglich der Zahl der Nachbarfelder besteht, die als elastisch wirksam bei der Untersuchung berücksichtigt werden. Da eine Bestimmung darüber fehlt, wie viele Felder zu beiden Seiten des betrachteten Feldes als elastisch wirksam anzunehmen sind, werden graphische Untersuchungen recht häufig auf 6 und mehr Felder erstreckt. Sind gleiche Feldweiten vorhanden, so werden für gleichförmige Belastungen die Winklerschen oder ähnliche gleichwertige Tabellen benutzt. Dabei wendet man die für 4 Felder gültigen Zahlen auch für durchlaufende Träger über mehr als 4 Öffnungen an, indem man die maximalen Feldmomente aller Innenfelder den Größtmomenten im zweiten Felde eines 4-feldrigen Systems gleichsetzt. Streng genommen darf man das nicht. Aus der gebräuchlichen Bestimmung der Momenten-Größtwerte im Endfelde eines 4-feldrigen Systems folgt, daß man für dieses Endfeld noch das dritte Nachbarfeld als statisch wirksam annimmt. Man müßte dann folgerichtig diesen Grundsatz auch auf die Innenfelder eines durchlaufenden Trägers über 5—7 Felder anwenden, was aber bei Benutzung der Winklerzahlen nicht geschieht.

Es soll nun zunächst an Zahlenbeispielen vorgeführt werden, wie groß bei Abnahme von Schneidenlagerung der Einfluß der größeren Trägheitsmomente in den Endfeldern ist.

Die Dreimomentengleichung für beliebige Belastung und beliebige Feldweiten kann in folgender Form geschrieben werden (Abb. 1):

$$0 = \frac{X_{n-1} l_n}{J_n} + 2 X_n \left(\frac{l_n}{J_n} + \frac{l_{n+1}}{J_{n+1}}\right) + \frac{X_{n+1} l_{n+1}}{J_{n+1}} + 6\left(\frac{S_n'}{J_n} + \frac{S_n''}{J_{n+1}}\right) \quad (1$$

Darin das Belastungsglied:

$$S_n' = \frac{\omega_n s_n}{l_n} \quad \text{und} \quad S_n'' = \frac{\omega_{n+1} t_{n+1}}{l_{n+1}}$$

Es bedeuten:

$X_{n-1}, X_n, X_{n+1}$ die Stützenmomente,

$l_n, l_{n+1}$ die Stützweiten,

$J_n, J_{n+1}$ die Trägheitsmomente der Felder, innerhalb eines Feldes unveränderlich,

$S_n', S_n''$ die Stützkräfte, die an der betrachteten Mittelstütze n auftreten, wenn man die einfachen Momentenflächen als Belastung ansieht,

$\omega_n, \omega_{n+1}$ die Inhalte der einfachen Momentenflächen,

$s_n, t_{n+1}$ die Abstände der Momentenflächenschwerpunkte von den betrachteten Seitenstützen.

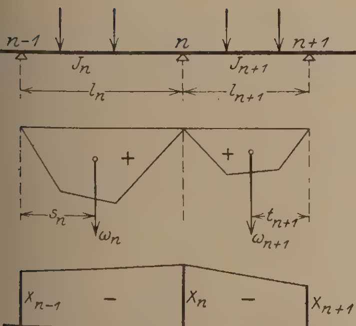



Abb. 1.

Multipliziert man die Gl. (1) mit einem beliebigen Trägheitsmoment J′ und setzt man die Starrheitszahlen:

$$i_n = \frac{J'}{J_n} \quad \text{und} \quad i_{n+1} = \frac{J'}{J_{n+1}},$$

so nimmt Gl. (1) folgende Form an:

$$\left.\begin{aligned} 0 &= i_n l_n X_{n-1} + 2 X_n (i_n l_n + i_{n+1} l_{n+1}) \\ &+ X_{n+1} i_{n+1} l_{n+1} + 6 (i_n S_n' + i_{n+1} S_n'') \end{aligned}\right\} \quad \ldots (2$$

In den folgenden Beispielen sind die Felder gleich lang. Es wurde $J' = J_1$ gesetzt, damit wird $i_1 = 1$. Da innen gleichförmige Belastung vorhanden ist, ist

$$S = \frac{1}{24} q l^3 \quad \ldots\ldots (3$$

Die Dreimomentengleichung lautet für die Fälle der Beispiele:

$$\left.\begin{aligned} 0 &= i_n X_{n-1} + 2 X_n (i_n + i_{n+1}) + i_{n+1} X_{n+1} \\ &+ \frac{1}{4} l^2 (i_n q_n + i_{n+1} q_{n+1}) \end{aligned}\right\} \quad \ldots (4$$

Nimmt man in allen Fällen gleiche Trägheitsmomente an, so wird:

$$0 = X_{n-1} + 4 X_n + X_{n+1} + \frac{1}{4} l^2 (q_n + q_{n+1}) \quad \ldots (5$$

Die Größe des Trägheitsmomentes J einer Deckenplatte errechnet sich verschieden, je nachdem man gerissene oder statisch mitwirkende Zugzone voraussetzt. Bei gerissener Zugzone und dem Spannungsverhältnis $\sigma_b = 40$, $\sigma_e = 1200$ kg/cm² ist:

$$J = \frac{4}{81} \cdot b h^3 \quad \ldots\ldots (6$$

Ist der Querschnitt nicht gerissen, nimmt also die Betonzugzone an der Spannungsübertragung teil, so ist unter Annahme eines Deckungsmaßes $^1/_8$ h, also d = $^9/_8$ h, das Trägheitsmoment des gleichen Querschnittes:

$$J = 0{,}1335\, b h^3 \quad \ldots\ldots (7$$

Bei der Momentenbestimmung durchlaufender Platten kommen nicht die Absolutwerte von J, sondern nur ihr Verhältnis zueinander in Betracht. Es ist also für unsere Lösung gleichgültig, ob gerissene oder tätige Betonzugzone vorliegt. Immer verhalten sich die Trägheitsmomente wie die dritten Potenzen der Deckenstärken.

### Beispiel 1.

Platte über 3 Felder von 3 m Stützweite.

#### Lösung 1.

Trägheitsmomente in allen Feldern konstant.

$$g_1 = g_3 = 0{,}310 \text{ t/m}^2, \quad g_2 = 0{,}250 \text{ t/m}^2.$$

Veränderliche Last in allen Feldern p = 0,600 t/m². Die übliche Rechnung liefert als Dreimomentengleichung für die

1. Lastenstellung (vergl. Tabelle 1):

$$0 = 4 X_1 + X_2 + \frac{1}{4} \cdot 3^2 (0{,}910 + 0{,}250) \quad \ldots (8$$

Wegen der Symmetrie $X_1 = X_2 = X = -0{,}522$ tm.

2. Lastenstellung:

$$0 = 4 X_1 + X_2 + \frac{1}{4} \cdot 3^2 (0{,}310 + 0{,}850) \quad \ldots (9$$

$$X_1 = X_2 = X = -0{,}522 \text{ tm}.$$

3. Lastenstellung:

$$0 = 4 X_1 + X_2 + \frac{1}{4} \cdot 3^2 (0{,}910 + 0{,}850) \quad \ldots (10$$

$$0 = X_1 + 4 X_2 + \frac{1}{4} \cdot 3^2 (0{,}850 + 0{,}310) \quad \ldots (11$$

$$X_1 = -0{,}882 \text{ tm}.$$

Lösung 2.

Unter Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente mit

$$g_1 = g_3 = 0{,}336 \text{ t/m}^2, \quad g_2 = 0{,}240 \text{ t/m}^2.$$

Veränderliche Last p = 0,600 t/m² in allen Feldern und

$$i_1 = i_3 = 1; \quad i_2 = \left(\frac{14}{10}\right)^3 = \backsim 2{,}8$$

Dann lauten die Dreimomentengleichungen:

1. Lastenstellung (vgl. Tabelle 1):

$$0 = 2\,X_1\,(1 + 2{,}8) + X_2 \cdot 2{,}8 + \frac{1}{4} \cdot 3^2\,(0{,}936 \cdot 1 + 0{,}240 \cdot 2{,}8) \quad . \; . \; . \; (12$$

$$X_1 = X_2 = -\,0{,}348 \text{ tm}.$$

2. Lastenstellung (vgl. Tab. 1):

$$0 = 2\,X_1\,(1 + 2{,}8) + X_2 \cdot 2{,}8 + \frac{1}{4} \cdot 3^2\,(0{,}336 \cdot 1 + 0{,}840 \cdot 2{,}8) \quad . \; . \; . \; (13$$

$$X_1 = X_2 = -\,0{,}582 \text{ tm}.$$

3. Lastenstellung (vgl. Tab. 1):

$$0 = 2\,X_1\,(1 + 2{,}8) + X_2 \cdot 2{,}8 + \frac{1}{4} \cdot 3^2\,(0{,}936 \cdot 1 + 0{,}840 \cdot 2{,}8) \quad . \; . \; . \; (14$$

$$0 = X_1 \cdot 2{,}8 + 2\,X_2\,(2{,}8 + 1) + \frac{1}{4} \cdot 3^2\,(0{,}840 \cdot 2{,}8 + 0{,}336 \cdot 1) \quad . \; . \; . \; (15$$

$$X_1 = -\,0{,}787 \text{ tm}.$$

In der folgenden Tabelle 1 sind die Grenzwerte der Momente angegeben, berechnet für i = konstant und i = veränderlich. Ferner ist ermittelt, wie groß bei beiden Rechnungen die Abweichungen sind. $M_2'$ ist das Moment in den Drittelpunkten des Mittelfeldes, $M_{2\,min}$ im Mittel desselben.

Tabelle 1.

| Lasten-stellung | Lastenbild | | i konstant tm | i veränderlich tm | Abweichungen in tm | vH |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1. | | $M_{1\,max}$ = | + 0,779 | + 0,886 | + 0,107 | + 13,7 |
| | | $M_{2\,min}$ = | — 0,241 | — 0,078 | + 0,163 | + 68,0 |
| | | $M_2'$ = | — 0,272 | — 0,108 | + 0,164 | + 60,3 |
| 2. | | $M_{2\,max}$ = | + 0,456 | + 0,363 | — 0,093 | — 20,4 |
| 3. | | $X_1$ = | — 0,882 | — 0,787 | + 0,095 | + 10,7 |

Beispiel 2.

Deckenplatte für 0,600 t/m² veränderliche Last, 4 gleichweite Felder mit je 3 m Stützweite.

Lösung 1. Trägheitsmomente konstant.

$$g_1 = g_4 = 0{,}310 \text{ t/m}^2, \quad g_2 = g_3 = 0{,}260 \text{ t/m}^2.$$

Lösung 2. Trägheitsmomente veränderlich.

$$g_1 = g_4 = 0{,}324 \text{ t/m}^2, \quad g_2 = g_3 = 0{,}240 \text{ t/m}^2.$$
$$i_1 = i_4 = 1, \; i_2 = i_3 = (13{,}5 : 10)^3 = \backsim 2{,}4.$$

Die Dreimomentengleichungen lauten für Lastenstellung 1 bei Lösung 1 mit i = konstant:

$$0 = 4\,X_1 + X_2 + \frac{1}{4} \cdot 3^2\,(0{,}910 + 0{,}260) \quad . \; . \; . \; . \; (16$$

$$0 = X_1 + 4\,X_2 + X_3 + \frac{1}{4} \cdot 3^2\,(0{,}260 + 0{,}860) \quad . \; . \; . \; . \; (17$$

$$0 = X_2 + 4\,X_3 + \frac{1}{4} \cdot 3^2\,(0{,}860 + 0{,}310) \quad . \; . \; . \; . \; (18$$

Daraus:

$$X_1 = X_3 = -\,0{,}572 \text{ tm}, \quad X_2 = -\,0{,}344 \text{ tm}.$$

Dgl. bei Lösung 2 mit veränderlichem i:

$$0 = 2\,X_1\,(1 + 2{,}4) + X_2 \cdot 2{,}4 + \frac{1}{4} \cdot 3^2\,(0{,}924 \cdot 1 + 2{,}4 \cdot 0{,}240) \quad . \; . \; . \; (19$$

$$0 = 2{,}4\,X_1 + 2\,X_2\,(2{,}4 + 2{,}4) + 2{,}4\,X_3 + \frac{1}{4} \cdot 3^2\,(2{,}4 \cdot 0{,}240 + 2{,}4 \cdot 0{,}840) \quad (20$$

$$0 = 2{,}4\,X_2 + 2\,X_3\,(2{,}4 + 1) + \frac{1}{4} \cdot 3^2\,(2{,}4 \cdot 0{,}840 + 0{,}324) \quad . \; . \; . \; . \; . \; (21$$

Daraus:

$$X_1 = -\,0{,}352 \text{ tm}, \quad X_2 = -\,0{,}372 \text{ tm}, \quad X_3 = -\,0{,}650 \text{ tm}.$$

In Tabelle 2 sind die Größtwerte beider Lösungen angegeben. $M_2'$ und $M_2''$ sind die Momente in den Drittelpunkten des zweiten Feldes.

Tabelle 2.

| Lasten-stellung | Lastenbild | | i konstant tm | i veränderlich tm | Abweichungen in tm | vH |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1. | $X_1$ $X_2$ $X_3$ | $X_1$ = | — 0,572 | — 0,372 | 0,200 | 35 |
| | | $X_2$ = | — 0,344 | — 0,352 | 0,008 | 2,3 |
| | | $X_3$ = | — 0,572 | — 0,650 | 0,078 | 13,6 |
| | | $M_{1\,max}$ = | + 0,757 | + 0,864 | 0,107 | 14,1 |
| | | $M_{2\,min}$ = | — 0,163 | — 0,092 | 0,071 | 43,5 |
| | | $M_2'$ = | — 0,236 | — 0,125 | 0,111 | 47,1 |
| | | $M_2''$ = | — 0,160 | — 0,119 | 0,091 | 25,6 |
| | | $M_{3\,max}$ = | + 0,513 | + 0,450 | 0,063 | 12,2 |
| 2. | $X_1$ $X_2$ $X_3$ | $X_1$ = | — 0,934 | — 0,870 | 0,064 | 6,8 |
| 3. | $X_1$ $X_2$ $X_3$ | $X_2$ = | — 0,730 | — 0,677 | 0,053 | 7,2 |

Beispiel 3.

Deckenplatte für 0,600 t/m² veränderliche Last, 5 gleichweite Felder mit je 3 m Stützweite.

Lösung 1. Trägheitsmomente konstant.

$$g_1 = g_5 = 0{,}310 \text{ t/m}^2, \quad g_2 = g_3 = g_4 = 0{,}260 \text{ t/m}^2.$$

Lösung 2. Trägheitsmomente veränderlich.

$$g_1 = g_5 = 0{,}320 \text{ t/m}^2, \; g_2 = g_4 = 0{,}250 \text{ t/m}^2, \; g_3 = 0{,}280 \text{ t/m}^2$$
$$i_1 = i_5 = 1, \; i_2 = i_4 = 2{,}2, \; i_3 = 1{,}6.$$

Die Ergebnisse sind in Tabelle 3 enthalten.

Aus den Tabellen 1—3 ersieht man:

1. Die Berücksichtigung der verschiedenen Trägheitsmomente infolge der abweichenden Deckenstärken in den einzelnen Feldern ergibt wesentliche Änderungen der Momente gegenüber der Annahme konstanter Trägheitsmomente.
2. Die negativen Feldmomente in den Innenfeldern sind erheblich kleiner, als sie sich nach den Winklerzahlen mit i = konstant ergeben.
3. Mit i = konstant war im 4-Feldersystem das Maximalmoment der Innenfelder $M_{2\,max} = 0{,}513$ tm; unter gleichen Voraussetzungen ist $M_{3\,max}$ im 5-Felder-System 0,574 tm. Der Gebrauch, die Winklerzahlen für 4 Felder auch für Träger über mehr als 4 Öffnungen anzuwenden, führt zu Momenten, die erheblich von der genauen Untersuchung abweichen.

Aus alledem geht hervor, daß die bisher benutzten Verfahren zur Bestimmung der Momente durchlaufender Eisenbetontragwerke nur als Näherungsverfahren gewertet werden

Tabelle 3.

| Laststellung | Lastenbild | | i konstant tm | i veränderlich tm | Abweichungen in tm | Abweichungen in vH |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1. | $X_1$ $X_2$ $X_2$ $X_1$ | $X_1 =$ | $-0,560$ | $-0,384$ | 0,176 | 31,4 |
| | | $X_2 =$ | $-0,392$ | $-0,387$ | 0,005 | 1,3 |
| | | $M_{1\,max} =$ | $+0,762$ | $+0,853$ | 0,091 | 12,0 |
| | | $M_{2\,min} =$ | $-0,184$ | $-0,104$ | 0,080 | 43,5 |
| | | $M_2' =$ | $-0,244$ | $-0,135$ | 0,109 | 44,7 |
| | | $M_2'' =$ | $-0,188$ | $-0,136$ | 0,052 | 27,6 |
| | | $M_{3\,max} =$ | $+0,574$ | $+0,603$ | 0,029 | 5,1 |
| 2. | $X_1$ $X_2$ $X_2$ $X_1$ | $X_1 =$ | $-0,560$ | $-0,626$ | 0,066 | 11,8 |
| | | $X_2 =$ | $-0,392$ | $-0,416$ | 0,024 | 6,1 |
| | | $M_{2\,max} =$ | $+0,493$ | $+0,436$ | 0,057 | 11,5 |
| | | $M_{3\,min} =$ | $-0,100$ | $-0,101$ | 0,001 | 1,0 |
| | | $M_3 =$ | $-0,132$ | $-0,136$ | 0,004 | 3,0 |
| 3. | $X_1$ | $X_1 =$ | $-0,922$ | $-0,863$ | 0,059 | 6,4 |
| 4. | $X_2$ | $X_2 =$ | $-0,780$ | $-0,760$ | 0,020 | 2,6 |

dürfen. Bei der Unsicherheit der Annahmen für die Stützung haben sehr zeitraubende Verfahren keinen Sinn. Es muß daher erlaubt sein, zeitsparende Verfahren anzuwenden, wenn sie zu ungefähr gleichen Momentenwerten führen als die bisher gebräuchlichen Näherungsverfahren. Diesem Zwecke dienen die folgenden Vorschläge:

1. Zur Bestimmung der positiven Größtmomente eines Feldes genügt es, den Einfluß der entlasteten beiden Felder zu berücksichtigen, die beiderseits unmittelbar anschließen.
2. Zur Bestimmung der negativen Momente eines entlasteten Feldes genügt es, den Einfluß der zwei belasteten beiderseits unmittelbar anschließenden Nachbarfelder zu berücksichtigen. Die beiden Nachbarfelder sind hierbei nur mit einem Bruchteil ihrer Lasten zu besetzen. Die so gewonnenen aufwärts biegenden Momente innerhalb der Felder sind in Balken immer zu berücksichtigen.
3. Zur Bestimmung der größten negativen Stützenmomente genügt es, den Einfluß der beiden dem betrachteten Stützenquerschnitt unmittelbar anliegenden Felder zu berücksichtigen.
4. Die Stützkräfte und Querkräfte durchlaufender Tragwerke des Hochbaues dürfen für Vollbelastung aller Felder bestimmt werden. Bei Berechnung von Säulenlasten dürfen in den Innenfeldern die gleichen Stützkräfte wie bei beiderseits freier Auflagerung genommen werden. In Endfeldern vermindert sich die so bestimmte Stützkraft am freien Endauflager um $^1/_5$ und vermehrt sich um den gleichen Betrag am ersten Innenlager. Bei gleichförmiger Belastung und gleicher Feldlänge sind die Stützkräfte mithin

   am Endlager . . . . . . . . . . . . 0,4 q l
   an der 1. Innenstütze . . . . . . 1,1 q l
   an den folgenden Innenstützen . . 1,0 q l.
5. Eingespannte Balken. Balken, die an Eisenbetonsäulen anschließen, dürfen als eingespannt berechnet werden, wenn die in der Balkenrichtung gemessene Säulenbreite mindestens $^1/_8$ der Säulenhöhe beträgt. Bei diesem Verhältnis ist der Einspannungsgrad derart bestimmt, daß die Fixpunkte 0,3 l von den Stützpunkten entfernt sind. Volle Einspannung — Fixpunkte in den Drittelpunkten des Feldes — darf angenommen werden, wenn Säulenbreite : Säulenhöhe $\leq {}^1/_5$. Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

   Stützweite gleich 1,05 der Lichtweite.
   Nachbarfelder bleiben einflußlos.
   Die Stützenmomente sind immer unter Annahme voller Einspannung (Fixpunkte im Drittel) zu berechnen.
6. Bei durchlaufenden Platten oder Balken über gleichen Stützweiten dürfen die Fixpunkte in allen Feldern in den Fünftelpunkten angenommen werden.
7. Bei durchlaufenden Platten oder Balken über ungleichweiten Öffnungen darf das Verhältnis der Trägheitsmomente in den einzelnen Feldern wie folgt gewählt werden:

$$J_1 : J_2 : J_3 : J_4 : \cdots = k\, l_1 : l_2 : l_3 : l_4 : \cdots$$

### Begründung und Erläuterungen.

Zu 1. Mit Rücksicht auf die monolithischen Anschlüsse der untersuchten Tragwerke ist nur von unmittelbar anschließenden Nachbarfeldern ein nennenswerter Beitrag zu den Stützenmomenten eines untersuchten Feldes zu erwarten.

Zu 2. Die oben vorgeführten Rechnungen lassen erkennen, daß bisher die negativen Feldmomente zu groß errechnet worden sind. Auch mit Rücksicht auf die teilweise Einspannung der Tragwerke an den Stützpunkten ist eine Abminderung der negativen Feldmomente vertretbar.

In Deckenplatten kann auf durchgehende obere Feldbewehrung verzichtet werden, wie viele Tausende von Könenschen Voutenplatten beweisen, die auch für große Verkehrslasten ohne obere Bewehrung mit bestem Erfolge seit mehreren Jahrzehnten zur Ausführung kamen. Im Beispiel 3 — Schneidenlagerung, i veränderlich — wurde das negative Feldmoment im Mittelfeld gefunden zu $M_3 = -0,136$ tm. Die zugehörige obere Betonzugspannung errechnet sich bei 10 cm Nutzhöhe der Platte zu $\sigma_{bz} = 6$ kg/cm². In Wirklichkeit muß diese Spannung aber kleiner ausfallen wegen der festen Auflageranschlüsse. Bei so geringen Spannungen darf obere Bewehrung nicht gefordert werden.

Wie groß der Bruchteil zu wählen ist, mit dem die Lasten der beiden Nachbarfelder einzuführen sind, hängt von Versuchsauswertungen ab, die noch nicht abgeschlossen sind.

Zu 3. Wenn nur die einem betrachteten Stützenquerschnitt unmittelbar anschließenden beiden Felder berücksichtigt werden, fallen die Stützenmomente etwas größer aus, als bei der bisher üblichen Rechnung. Die Momentendifferenz wird aber mehrfach dadurch ausgeglichen, daß Stützenquerschnitte nach den neuen Bestimmungen voraussichtlich mit höherem $\sigma_b$ beansprucht werden dürfen.

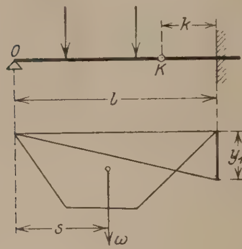
Zu 4. Vorschlag 4 soll es ermöglichen, Stützenlasten im Hochbau zu berechnen, bevor die durchlaufenden Tragwerke bearbeitet wurden. Nach meinen Erfahrungen besteht hierzu ein dringendes Bedürfnis.

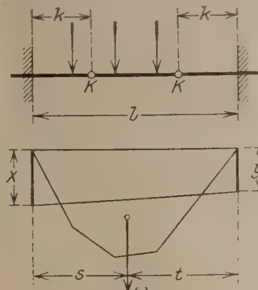
Zu 5. Nach den gültigen Vorschriften dürfen Balken als voll eingespannt berechnet werden, wenn die Säulenbreite mindestens $^1/_5$ der Säulenhöhe ist. Es fehlt aber der Übergang von voller Einspannnung zum durchlaufenden Balken, der nach Vorschlag 5 geschaffen wird. Die Annahme teilweiser Einspannung in den Grenzen des Vorschlages 5 ist nach den Versuchen Scheit-Probst als erlaubt anzusehen.

Die Berechnung der Stützenmomente aus gegebener Fixpunktlage gestaltet sich einfach. Es ist im Endfeld mit einseitiger Einspannung (Abb. 2):

$$\text{Stützenmoment } Y = -\frac{6\,\mathfrak{B}\,\varkappa}{l\,(1-\varkappa)} = -\frac{6\,\omega\, s\, \varkappa}{l^2\,(1-\varkappa)} \quad (22$$

in Feldern mit beiderseitiger Einspannung bei unsymmetrischer Belastung (Abb. 3):


Abb. 2.


Abb. 3.

$$X = -\frac{6\,\omega\,\varkappa\,(s - \varkappa\,l)}{l^2\,(1 - 2\,\varkappa)} \qquad Y = -\frac{6\,\omega\,\varkappa\,(t - \varkappa\,l)}{l^2\,(1 - 2\,\varkappa)} \qquad (23$$

Bei symmetrischer Belastung ist im Endfeld mit einseitiger Einspannung:

$$\text{Stützenmoment } Y = -\frac{3\,\omega\,\varkappa}{l\,(1 - \varkappa)} \quad \ldots\ldots \quad (24$$

bei beiderseitiger Einspannung:

$$X = Y = -\frac{3\,\omega\,\varkappa}{l} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (25$$

In den vorstehenden Formeln bedeuten $\omega$ den Flächeninhalt der einfachen Momentenfläche, s Abstand ihres Schwerpunktes vom linken Stützpunkt, t desgleichen vom rechten Stützpunkt, $\varkappa = k : l$ das Verhältnis Fixpunktabstand zu Stützweite.

Zu 6. Die linken Fixpunktentfernungen von den anliegenden Stützpunkten betragen bei durchlaufenden Trägern über gleichweiten Öffnungen:

| | | |
|---|---|---|
| im ersten | Felde | 0 |
| im zweiten | Felde | 0,20 l |
| im dritten | Felde | 0,2105 l |
| im vierten | Felde | 0,2112 l |
| im fünften | Felde | 0,2113 l |

Diese Entfernungen weichen nur wenig voneinander ab. Verschiebt man die Fixpunkte in die Fünftelpunkte der Felder, so ändern sich die Momente nur unwesentlich. Man vereinfacht dadurch aber ganz außerordentlich den Rechnungsgang und ist in der Lage, die Stützenmomente unmittelbar anzuschreiben, ohne ein System von linearen Gleichungen aufzustellen und aufzulösen.

Beliebige Belastung eines Endfeldes verursacht das Stützenmoment:

$$Y_1 = -\frac{3\,\omega_1\,s_1}{2\,l^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (26$$

Beliebige Belastung eines Mittelfeldes erzeugt die Stützenmomente:

$$X_2 = -\frac{2\,\omega_2}{5\,l^2}\,(4\,s_2 - t_2) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (27$$

$$Y_2 = -\frac{2\,\omega_2}{5\,l^2}\,(4\,t_2 - s_2) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (28$$

Sind die Feldbelastungen symmetrisch zur Feldmitte, so vereinfachen sich die Gleichungen wie folgt, weil $s = t = \frac{1}{2}\,l$

$$\text{im Endfeld} \qquad Y_1 = -\frac{3\,\omega_1}{4\,l} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (29$$

$$\text{im Mittelfeld} \qquad X_2 = Y_2 = -\frac{3\,\omega_2}{5\,l} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (30$$

Zu 7. In der Arbeit: „Die Berechnung durchlaufender Träger und mehrstieliger Rahmen nach der Methode des Zahlenrechteckes", Berlin 1916, schlägt Dr.-Ing. Lewe vor, die Trägheitsmomente in den einzelnen Feldern den Stützweiten proportional zu setzen, also:

$$J_1 : J_2 : J_3 : J_4 = l_1 : l_2 : l_3 : l_4.$$

Diese Annahme führt dazu, daß in den Dreimomentengleichungen die Koeffizienten der Stützenmomente immer 1, 4, 1 sind, weil die Stützweiten herausfallen. Der Lewesche Vorschlag bedarf bezüglich der Endfelder einer Verbesserung, indem dafür das Trägheitsmoment dem Wert $k\,l_1$ proportional gesetzt wird, um dadurch den aus der freien Endauflagerung folgenden größeren Momenten und damit größeren Querschnittsabmessungen Rechnung zu tragen. Die Verbesserung führt zu anderen Festwerten. Die Vorteile, die mit dem Leweschen Vorschlage erzielt werden, bleiben indessen erhalten.

Mit den vorstehenden Vorschlägen soll in erster Linie zunächst die grundsätzliche Seite der Angelegenheit zur Erörterung gestellt werden. Über die Einzelheiten sind weitere Untersuchungen im Gange. Insbesondere sind sehr umfangreiche und wertvolle Bauwerksversuche des Dresdner Materialprüfungsamtes durchgeführt worden, die in der Auswertung begriffen sind. Je nach diesen Ergebnissen kann es nötig werden, die Zahlenwerte vorstehender Vorschläge noch zu verändern. Inzwischen kann indessen ein Meinungsaustausch der entwerfenden Ingenieure darüber einsetzen, ob die hier entwickelten Grundsätze Widerhall finden oder nicht. Diesem Zwecke dienen diese Ausführungen.

---

# STREIFENBELASTUNG ZWEISEITIG GELAGERTER PLATTEN.

*Von ordentl. Professor Karl Hager, Nürnberg.*

***Übersicht:*** „Die Arbeit behandelt die Berechnung rechteckiger zweiseitig gelagerter Platten für Streifenbelastung parallel zur Stützweite und zeigt den großen Einfluß der Lage dieses Streifens."

Die in den Abbildungen dargestellte Platte ist zweiseitig frei gelagert und mit einer gleichförmigen Streifenbelastung

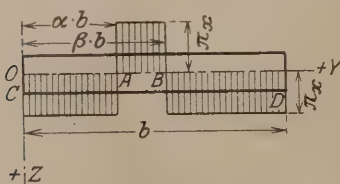


Abb. 1.

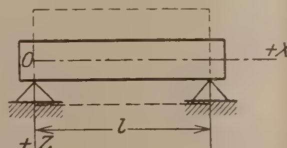


Abb. 2.

belastet, welche in gleichbleibender Breite parallel zur Stützweite verläuft. Solche Streifenbelastungen treten im Eisenbetonbau häufig auf, z. B. die Gewichte von Scheidemauern auf Eisenbetondecken, und werden in den statischen Berechnungen nach Faustregeln (vgl. § 16, Ziffer 13 u. 14 der Deutschen Bestimmungen) behandelt. Eine genauere Berechnung solcher Platten soll im Folgenden unter Verwendung des von Dr. Lewe[1]) zur Berechnung von Pilzdecken angewendeten Verfahrens gegeben werden.

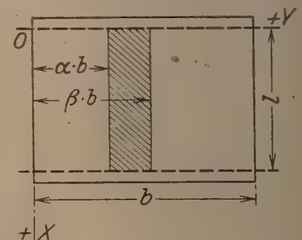


Abb. 3.

Die Platte soll in zweierlei Art belastet werden, zunächst nach der in Abb. 1 angegebenen Belastungslinie, so daß auf die Strecken CA und BD die Last auf die Flächeneinheit $-\pi_x$ trifft und auf die Strecke AB $+\pi_x$, und dann gleichförmig über die ganze Breite mit der Belastung $+\pi_x$. Beide Belastungen zusammengenommen geben eine Belastung auf dem schraffierten Streifen der Abb. 3 von $+2\,\pi_x$ auf die Flächeneinheit. Die sich also aus diesen beiden Belastungen zusammen ergeben-

[1]) Dr. Lewe, Die Lösung des Pilzdeckenproblemes durch Fouriersche Reihen. „Der Bauingenieur" 1920, Heft 22.

den Spannungen oder Einbiegungen sind mit 2 zu dividieren, um den entsprechenden Wert der Belastungen $\pi_x$ zu erhalten.

Bezeichnet man die Belastungsfläche nach Abb. 1 als eine Funktion der Koordinaten x und y mit p (x, y), so muß diese folgende Werte annehmen:

von $y = 0$ bis $y = \alpha b$ und alle x $p(x, y) = -\pi_x$
,, $y = \alpha b$ ,, $y = \beta b$ ,, ,, x $p(x, y) = +\pi_x$
,, $y = \beta b$ ,, $y = b$ ,, ,, x $p(x, y) = -\pi_x$

Die Belastungsfunktion p (x, y) kann nun durch eine trigonometrische Reihe ersetzt werden von der Form:

$$p(x\,y) = \sum X_n \sin \frac{n y \pi}{b} \quad \ldots \ldots \ldots (1$$

Die Beiwerte $X_n$ dieser Reihe sind Funktionen von x, welche wiederum durch trigonometrische Reihen ersetzt werden können.

$$X_n = \sum C_{mn} \sin \frac{m x \pi}{l} \quad \ldots \ldots \ldots (2$$

Zur Vereinfachung sei:

$$\xi = \frac{\pi x}{l}; \quad \eta = \frac{\pi y}{b}$$

$$p(\xi, \eta) = \sum X_n \sin n \eta = +\pi_x \text{ oder } -\pi_x \text{ oder } +\pi_x$$

Multipliziert man diese Gleichung mit $\sin n \eta$ und integriert zwischen den Grenzen 0 und $\pi$, so erhält man die Fourierschen Beiwerte:

$$X_n = -\frac{2\pi x}{\pi}\int_0^{\alpha\pi} \sin n \eta \, d\eta + \frac{2\pi_x}{\pi}\int_{\alpha\pi}^{\beta\pi} \sin n \eta \, d\eta - \frac{2\pi_x}{\pi}\int_{\beta\pi}^{\pi} \sin n \eta \, d\eta$$

$$X_n = \frac{4\pi_x}{\pi n}(\cos n \alpha \pi - \cos n \beta \pi - 1) = \sum C_{mn} \sin m \xi \quad . . (3$$

Da für $n = 0$ $\sin n \eta = 0$ ist, ist auch $X_0 = 0$.

In der zweiten Fourierschen Reihe sind die Beiwerte:

$$C_{mn} = \frac{2}{\pi}\int_0^{\pi} X_n \sin m \xi \, d\xi$$

Die Werte $X_n$ sind Funktionen von $\xi$. Aber nach Abb. 3 bleibt die Belastung p (x, y) für ein bestimmtes y für alle Werte von x konstant, so daß $X_n$ vor das Integral gesetzt werden darf:

$$C_{mn} = \frac{2}{\pi} X_n \int_0^{\pi} \sin m \xi \, d\xi = \frac{4 X_n}{\pi m} \quad \ldots \ldots (4$$

Auch hier wird $C_{0m} = 0$ und auch $C_{00} = 0$, wie oben $X_0 = 0$. Setzt man den Wert $X_n$ in die Belastungsfunktion ein, so erhält man:

$$p(\xi, \eta) = \sum\sum C_{mn} \sin n \eta \sin m \xi$$
$$= \sum\sum \frac{16\pi_x}{n m \pi^2}(\cos n \alpha \pi - \cos n \beta \pi - 1) \sin n \eta \sin m \xi \quad (5$$

Die allgemeine Differentialgleichung der elastischen Fläche der Platte lautet:

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} = p(x, y) \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{12}{\varepsilon h^3} = D\,p(x, y)$$

Dabei bedeuten m die Poissonsche Zahl, $\varepsilon$ den Elastizitätsmodul und h die Plattenstärke. Es ist also auch:

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} = D \sum\sum \left[\frac{16\pi_x}{m n \pi^2}(\cos n \alpha \pi - \cos n \beta \pi - 1)\right] \sin \frac{n y \pi}{b} \sin \frac{m x \pi}{l} \quad \ldots \ldots \ldots (6$$

Zur Integration dieser partiellen Differentialgleichung denke man sich das Integral gefunden zu

$$\left.\begin{aligned}
z &= \sum\sum M \left[\frac{16\pi_x}{m n \pi^2}(\cos n \alpha \pi - \cos n \beta \pi - 1)\right] \sin \frac{n y \pi}{b} \sin \frac{m x \pi}{l} + \text{Const.} \\
\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} &= \sum\sum M \left[\frac{16\pi_x}{m n \pi^2}(\cos n \alpha \pi - \cos n \beta \pi - 1)\right] \frac{m^4 \pi^4}{l^4} \sin \frac{n y \pi}{b} \sin \frac{m x \pi}{l} \\
\frac{\partial^4 z}{\partial y^4} &= \sum\sum M \left[\frac{16\pi_x}{m n \pi^2}(\cos n \alpha \pi - \cos n \beta \pi - 1)\right] \frac{n^4 \pi^4}{b^4} \sin \frac{n y \pi}{b} \sin \frac{m x \pi}{l} \\
2 \cdot \frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} &= \sum\sum 2M \left[\frac{16\pi_x}{m n \pi^2}(\cos n \alpha \pi - \cos n \beta \pi - 1)\right] \frac{n^2 m^2 \pi^4}{b^2 l^2} \sin \frac{n y \pi}{b} \sin \frac{m x \pi}{l}
\end{aligned}\right\} \ldots \ldots (7$$

Die Summe dieser Gleichungen ist:

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\delta^4 z}{\delta y^4} = \sum\sum M \left[\frac{16\pi_x}{m n \pi^2}(\cos n \alpha \pi - \cos n \beta \pi - 1)\right]\left(\frac{m^4 \pi^4}{l^4} + \frac{n^4 \pi^4}{b^4} + 2\frac{n^2 m^2 \pi^4}{l^2 b^2}\right) \sin \frac{n y \pi}{b} \sin \frac{m x \pi}{l} \quad . (8$$

Die Gl. (6) und (8) stimmen überein, wenn

$$\pi^4 M \left(\frac{m^4}{l^4} + 2\frac{m^2 n^2}{l^2 b^2} + \frac{n^4}{b^4}\right) = D$$

$$M = \frac{D}{\pi^4\left(\frac{m^4}{l^4} + 2\frac{m^2 n^2}{b^2 l^2} + \frac{n^4}{b^4}\right)}$$

Setzt man nun M in die Gl. (7) ein und berücksichtigt, daß für einige Werte von y bei $x = 0$ $z = 0$ werden muß, so erhält man das gesuchte Integral, die Gleichung der elastischen Fläche:

$$z_1 = \frac{D}{\pi^6}\sum\sum \frac{16\pi_x}{n m} \frac{(\cos n \alpha \pi - \cos n \beta \pi - 1)}{\frac{m^4}{l^4} + 2\frac{m^2 n^2}{l^2 b^2} + \frac{n^4}{b^4}} \sin \frac{n y \pi}{b} \sin \frac{m x \pi}{l} \quad . (9$$

Die gleichförmig über die Platte verteilte Belastung erzeugt als elastische Fläche eine Zylinderfläche, deren Leitlinie die elastische Linie des Trägers auf zwei Stützen ist. Für den Fall der freien Auflagerung ist die Gleichung der elastischen Linie:

$$z_2 = \frac{\pi_x b}{2\Theta}\left(\frac{x\,l^3}{24} - \frac{x^3 l}{12} + \frac{x^4}{24}\right) \quad \ldots \ldots \ldots (10$$

wobei das Trägheitsmoment $\Theta = \frac{b h^3}{12}$ ist. Die Einbiegung an irgend einer Stelle x, y der Platte ist daher nach der oben gegebenen Erläuterung die halbe Summe:

$$z = \frac{1}{2}(z_1 + z_2) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (11$$

Es ist nun noch zu prüfen, ob die als Integral für die partielle Differentialgleichung der elastischen Fläche gefundene trigonometrische Reihe die Randbedingungen erfüllt.

Gelegentlich der Bestimmung der Konstanten in Gl. (7) wurde schon gezeigt, daß für $x = 0$ auch $z_1 = 0$ wird. Ebenso ist nach Gl. (9) für $x = l$ $z_1 = 0$.

Die Biegungsspannungen $\sigma_y$ in der Richtung y müssen an den Plattenrändern $y = 0$ und $y = b$ Null werden:

$$\sigma_y = -\frac{m^2}{m^2 - 1}\varepsilon \frac{h}{2}\left(\frac{\partial^2 z}{\partial y^2} + \frac{1}{m}\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}\right) \quad \ldots \ldots (12$$

Diese aus Gl. (9) abgeleiteten beiden Differentialquotienten enthalten in allen Summengliedern den Faktor $\sin \frac{n y \pi}{b}$, der

für alle Werte von n bei y = o oder b Null wird. Somit ist $\sigma_y$ an den Rändern Null.

In gleicher Weise wird $\sigma_x$ für x = o und l Null. In der Gl. (3) wurde bei der Integration $\cos n\pi = -1$ gesetzt. Dies ist nur richtig, wenn n eine ungerade Zahl ist. Es ist daher die Summe über n nur für die ungeraden Zahlen n = 1, 3, 5, ... zu bilden.

Die Vertikalkräfte auf die Länge 1 in den Schnitten parallel zu der x z-Ebene sind:

$$V_{yz} = \frac{m^2}{m^2-1}\,\varepsilon\,\frac{h^3}{12}\left(\frac{\partial^3 z}{\partial y^3}+\frac{\partial^3 z}{\partial x^2\,\partial y}\right)$$

Die Glieder in den Reihen dieser Differentialquotienten enthalten den Faktor $\cos\frac{n y \pi}{b}$, der für y = o oder b nicht Null wird, obgleich an den Rändern y = o und y = b die Vertikalkräfte Null werden müßten. Diese Randbedingung erfüllt die trigonometrische Reihe (9) also nicht und kann deshalb auch nicht zur Berechnung von Schubspannungen in der Nähe der Ränder verwendet werden. Sollte auch diese Bedingung noch erfüllt werden, müßte ein Korrektionsglied angefügt werden, das aber nur in der nächsten Nähe der Ränder bemerkbar würde[2]).

Die Biegungsspannungen kann man aus der Gl. (11) der elastischen Fläche ableiten nach den bekannten Formeln:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x &= -\frac{m^2}{m^2-1}\,\varepsilon\,\frac{h}{2}\left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}+\frac{1}{m}\,\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}\right)\\ \sigma_y &= -\frac{m^2}{m^2-1}\,\varepsilon\,\frac{h}{2}\left(\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}+\frac{1}{m}\,\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}\right)\end{aligned}\right\}\quad\ldots\ldots (13$$

Dabei ist zu berücksichtigen, daß

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 z_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 z_2}{\partial x^2}$$

ist, während $\frac{\partial^2 z_2}{\partial y^2}$ Null wird. Setzt man die Gl. (9) und (11) in (13) ein und setzt für den reziproken Wert der Poissonschen Zahl $\frac{1}{m} = \mu$, um Verwechslungen mit der Zeigerzahl m zu vermeiden, so erhält man:

nur einen dreiachsigen Spannungszustand. Der Widerspruch bezüglich $\sigma_y$ liegt also nicht in der Annäherung der Summenglieder allein, sondern vielmehr in dem zweiten Gliede der Gleichung begründet. Wir können also die Gleichung (14) für $\sigma_y$ in der unmittelbaren Nähe des Plattenrandes nicht anwenden. In der Regel interessiert aber auch diese Spannung an den Rändern nicht, weil sie an anderen Stellen größer und damit maßgebend ist.

$\sigma_x$ wird an den Rändern $\alpha$ = o oder b größer, wenn auch sonst alle anderen Größen gleich bleiben, weil der negative Anteil kleiner wird. Daraus folgt, daß es von wesentlichem Einfluß ist, an welcher Stelle der Platte die Streifenbelastung liegt. Es kann daher auch die in § 16 der deutschen Eisenbetonbestimmungen gegebene Faustregel für solche Belastungen nicht genügen.

An den Rechnungsergebnissen eines Beispieles läßt sich noch besser der große Einfluß der Lage des Belastungsstreifens erkennen. Es sei eine Platte von l = 5 m und b = 10 m mit einer Leichtsteinmauer belastet, $\pi_x$ = 3000 kg/qm. Zunächst liege der Streifen seitlich: $\alpha b = 1$, $\beta b = 1{,}12$ m und die Spannung in der Stützweitenmitte im Punkte x = 2,5 und y = 1,12 sei gesucht. Man erhält $\sigma_x = \frac{6}{h^2}\cdot 3160$. Würde man die Platte als Träger auf zwei Stützen mit gleichmäßig verteilter Last rechnen, so würde dieser gleichwertige Träger nur $y_0 = 0{,}36$ m Breite haben.

Liegt aber der Laststreifen in der Plattenmitte, also $\alpha b = 5$ m, $\beta b = 5{,}12$ m, so ist die Spannung in dem Punkte x = 2,50 m und y = 5,12 m: $\sigma_x = \frac{6}{h^2}\cdot 297{,}5$ und die Breite des gleichwertigen, gleichförmig belasteten Trägers $y_0$ = 3,79 m.

Da nach § 16 die Breite des Trägers zu $^2/_3\,l = 3{,}33$ m angenommen werden darf, erkennt man, daß die Vorschrift im ersten Falle ganz unzureichend ist und im zweiten Falle noch zu günstig erscheint.

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{6}{h^2}\cdot\frac{16\,\pi_x}{\pi^4}\sum\sum\left[\frac{1}{n\,m}\,\frac{\cos n\alpha\pi-\cos n\beta\pi-1}{\frac{m^4}{l^4}+2\,\frac{m^2 n^2}{l^2 b^2}+\frac{n^4}{b^4}}\right]\sin\frac{n y\pi}{b}\,\sin\frac{m x\pi}{l}\left(\frac{m^2}{l^2}+\mu\,\frac{n^2}{b^2}\right)+\frac{6}{h^2}\,\frac{\pi_x}{2}\,(l-x)\,x\\ \sigma_y &= \frac{6}{h^2}\cdot\frac{16\,\pi_x}{\pi^4}\sum\sum\left[\frac{1}{n\,m}\,\frac{\cos n\alpha\pi-\cos n\beta\pi-1}{\frac{m^4}{l^4}+2\,\frac{m^2 n^2}{l^2 b^2}+\frac{n^4}{b^4}}\right]\sin\frac{n y\pi}{b}\,\sin\frac{m x\pi}{l}\left(\frac{n^2}{b^2}+\mu\,\frac{m^2}{l^2}\right)+\mu\,\frac{6}{h^2}\cdot\frac{\pi_x}{2}\,(l-x)\,x\\ &\text{Für } b=\lambda l\\ \sigma_x &= \frac{6}{h^2}\cdot\frac{16\,\pi_x\,l^2}{\pi^4}\sum\sum\left[\frac{1}{m\,n}\,\frac{\cos n\alpha\pi-\cos n\beta\pi-1}{m^4+2\,\frac{m^2 n^2}{\lambda^2}+\frac{n^4}{\lambda^4}}\right]\sin\frac{n y\pi}{b}\,\sin\frac{m x\pi}{l}\left(m^2+\mu\,\frac{n^2}{\lambda^2}\right)+\frac{6}{h^2}\cdot\frac{\pi_x}{2}\,(l-x)\,x\\ \sigma_y &= \frac{6}{h^2}\cdot\frac{16\,\pi_x\,l^2}{\pi^4}\sum\sum\left[\frac{1}{m\,n}\,\frac{\cos n\alpha\pi-\cos n\beta\pi-1}{m^4+2\,\frac{m^2 n^2}{\lambda^2}+\frac{n^4}{\lambda^4}}\right]\sin\frac{n y\pi}{b}\,\sin\frac{m x\pi}{l}\left(\frac{n^2}{\lambda^2}+\mu\,m^2\right)+\mu\,\frac{6}{h^2}\cdot\frac{\pi_x}{2}\,(l-x)\,x\end{aligned}\right\}\quad\ldots\ldots (14$$

Man erkennt, daß das Summenglied negativ ist und sich in beiden Gl. (14) Null nähert, wenn sich y der Null oder b nähert, d. h. an den freien Rändern der Platte. Hieraus können einige Betrachtungen abgeleitet werden. $\sigma_y$ müßte an den Rändern y = o und y = b Null werden. Das ist in Gl. (14) nur möglich, wenn $\mu$ = o wird. Die Poissonsche Zahl wird aber in elastischen Stoffen niemals unendlich. Dieser Widerspruch ist einfach zu erklären. Wir haben für die gleichmäßig über die ganze Breite mit $\pi_x$ belastete Platte die Biegungstheorie des ebenen Trägers, d. h. die Betrachtung eines zweiachsigen Spannungszustandes angewendet. Tatsächlich gibt es aber

Die genauere Berechnung der Spannungen nach den Gl. (14) an Stelle der Berechnung nach Faustregeln ist aber auch nicht viel umständlicher, da die Reihen der Gleichungen sehr schnell konvergieren, so daß die Berücksichtigung nur eines Reihengliedes vollauf genügt. In diesem Fall lauten diese Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{6}{h^2}\left[\frac{16\,\pi_x\,l^2}{\pi^4}\,\frac{\cos\alpha\pi-\cos\beta\pi-1}{\left(1+\frac{1}{\lambda^2}\right)^2}\,\sin\frac{y\pi}{b}\,\sin\frac{x\pi}{l}\left(1+\frac{1}{\lambda^2}\,\mu\right)+\frac{\pi_x}{2}\,(l-x)\,x\right]\\ \sigma_y &= \frac{6}{h^2}\left[\frac{16\,\pi_x\,l^2}{\pi^4}\,\frac{\cos\alpha\pi-\cos\beta\pi-1}{\left(1+\frac{1}{\lambda^2}\right)^2}\,\sin\frac{y\pi}{b}\,\sin\frac{x\pi}{l}\left(\frac{1}{\lambda^2}+\mu\right)+\mu\,\frac{\pi_x}{2}\,(l-x)\,x\right]\end{aligned}\right\}\quad\ldots\ldots (15$$

Bis jetzt ist in den Spannungsgleichungen nur der Fall der freien Auflagerung der Platte behandelt worden. Liegt aber volle oder teilweise Einspannung vor, so ist lediglich das Biegungsmoment $\frac{\pi_x}{2}\,(l-x)\,x$ der freien Auflagerung durch das des teilweise oder voll eingespannten Trägers zu ersetzen.

---

[2]) Nádai, Die Formänderung und die Spannungen von rechteckigen Platten. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1914, S. 487 u. 542.

## ZUSCHRIFT ZUM AUFSATZ LIECK IN HEFT 4, 1923.

In dem Aufsatz des Herrn Dipl.-Ing. Lieck, Wilhelmshaven-Rüstringen, in Heft 4 der Zeitschrift erwähnt der Verfasser auf Seite 122 bezüglich der im übrigen als bedeutende Vereinfachung der Wasserkühlung bezeichneten Verdampfungskühlung: „Immerhin ist es unbequem, daß auch diese Kühlvorrichtung eine gewisse Überwachung erfordert und das Wasser durch die Werkstätte getragen werden muß." Diese Auffassung des Verfassers, daß hier eine Unbequemlichkeit vorliegt, kann wohl nur dadurch entstanden sein, daß sich der Verfasser über die bei der Verdampfungskühlung benötigten Wassermengen eine irrige Vorstellung gemacht hat. Zur Richtigstellung sei mitgeteilt, daß der Wasserverbrauch eines mit Frischwasserkühlung arbeitenden Nietwärmers mittlerer Größe in der Stunde 200 l und mehr, derjenige eines mit Verdampfungskühlung arbeitenden Nietwärmers dagegen in der Stunde 4—6 l beträgt. Diese letztere Wassermenge ist also derart gering, daß von einer Arbeit des Zutragens von Wasser durch die Werkstatt nicht die Rede sein kann. Der den Nietwärmer bedienende Arbeiter muß ohnedies ständig einen Eimer mit Wasser zur Verfügung haben, schon um seine Nietzangen von Zeit zu Zeit abkühlen zu können. Dieser Eimer Wasser wird auch dann benötigt, wenn kein elektrischer Nietwärmer gebraucht wird, und findet in der Werkstatt für alle möglichen Zwecke schließlich Verwendung, um endlich des Abends zum Reinigen der Hände zu dienen. Die Notwendigkeit beim verdampfungsgekühlten Nietwärmer, ab und zu die Verdampfungsgefäße etwas nachzufüllen, stellt also keine besonderen Anforderungen an die Wartung. Die Verdampfungskühlung stellt auch deswegen die geringsten Ansprüche an die Wartung, weil sie ohne mechanisch bewegte Teile arbeitet. Sie ist daher auch die betriebssicherste Kühlart und sie stellt auch an die Qualität des verwendeten Wassers keine besonderen Ansprüche. Ebenso kann durch Einfrieren der Kühlgefäße ein solcher Nietwärmer niemals betriebsunfähig werden, sondern ein solches Einfrieren macht den Kühlwasserverbrauch noch geringer.

Gesellschaft für elektrotechnische Industrie mit beschränkter Haftung.

---

## LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

### Baustoffkunde.

369. Rostschutz besonders gefährdeter Konstruktionsteile im Eisenbahnbau. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 9/10, S. 67—68. Über die einzelnen Vorgänge beim Rosten von Eisen vom Anfange bis zum Endprodukt. Mittel und Wege, der Rostgefahr sicher entgegenzutreten.

370. Gefüge und Wärmeleitvermögen feuerfester Steine. Von Max Jakob, Charlottenburg. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 6, S. 126—127. Zurückführung der verschiedenen Wärmeleitfähigkeit von Magnesitsteinen auf die Verschiedenheiten des Gefüges. Aussichten auf Herstellung von feuerfesten Steinen mit großer und kleiner Wärmeleitfähigkeit.

371. Wasserdurchlässigkeit von Lehm und Beton. Von Fr. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 5, S. 114—115, 3 Abb. Ergebnisse von Versuchen mit Lehm und Beton als Abdichtungsmaterial.

372. Zur Bestimmung der zweckmäßigen Zusammensetzung des Betons. (Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart.) Von Otto Graf. Beton u. Eisen 1923, Nr. 4, S. 49—51, 12 Abb. Ergebnisse von Versuchen über den Einfluß von Steinmehlen im Zementmörtel und Beton, über die zweckmäßige Zusammensetzung des Sandes im Zementmörtel und Beton auf die Druckfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit des Betons. Der Einfluß des Wasserzusatzes auf die Druckfestigkeit des Betons.

373. Das Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie in Düsseldorf. Stahl u. Eisen 1923, Nr. 8, S. 275—277, 6 Abb. Das Institut dient der gesamten Schlackenforschung, insbesondere für Bindemittel und sonstige Baustoffe aus Hochofenschlacke. Die Einrichtung und Einweihung des Instituts.

### Baumaschinen.

374. Die Transportanlagen zum Bau der Staumauer für das Barberinekraftwerk der S. B. B. Von Ing. A. Oehler, Aarau. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 6, 7 u. 8, 25 Abb. Unter Hinweis auf die Nr. 22 der S. B.-Z. vom 31. Mai 1919, in der Näheres über das kombinierte Stufenkraftwerk Barberine-Vernayaz mit Stausee von 40 Mill. m³ Inhalt auf der Alp Barberine enthalten ist, werden die Transportwege und -anlagen zum Bau der 77 m hohen Staumauer (Kronenlänge 250 m) besprochen:

1. Standseilbahnen und Rollbahnen;
2. Luftseilbahnen;
3. Krananlagen;
4. Gußbetonverteilanlage.

### Statik und Festigkeitslehre.

375. Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunktverbindungen eiserner Fachwerkbrücken. Von M. Roš, Baden. Schweizerische Bauzeitung 1922, Bd. 80 u. 1923, Bd. 81, Nr. 15, 16, 17 u. Nr. 4, 5, 24 Abb. Beitrag zur Kenntnis des wirklichen Spannungszustandes und der wirklichen Arbeitsweise eiserner Tragwerke, sowie über die Erhöhung der heutigen zulässigen Beanspruchungen.

376. Zur Berechnung von kontinuierlichen Trägern mit Hilfe der „erweiterten" Capeyronschen Gleichung. Von Dipl.-Ing E. Schmidt, Berlin-Lichterfelde. Beton u. Eisen 1923, Nr. 4 u. 5, S. 59—60 u. 72—74, 15 Abb. Anwendung des vereinfachten Verfahrens auf fünf typische Zahlenbeispiele.

377. Zur Berechnung statisch unbestimmter Rahmentragwerke mit lotrechten Ständern. Von Dipl.-Ing. Günter Worch, Darmstadt. Beton u. Eisen 1923, Nr. 3, S. 36—37, 7 Abb. Systeme, deren Einflußlinie für die statisch unbestimmte Größe Xa eine Parabel ist oder für die praktische Anwendung mit genügender Genauigkeit durch eine solche ersetzt werden kann.

378. Berechnung der Brückengewölbe für Winddruck, exzentrische Belastung und einseitige Erwärmung. Von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch, Stuttgart. Beton u. Eisen 1923, Nr. 4, S. 53—57, 9 Abb. Die Untersuchungen erstrecken sich auf den symmetrischen Dreigelenkbogen, den symmetrischen eingespannten Bogen und den unsymmetrischen Bogen.

379. Numerisches Verfahren zur Ermittlung der Spannungen in zylindrischen Flüssigkeitsbehältern oder Trägern auf elastischer Bettung. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin. Beton u. Eisen 1923, Nr. 3, S. 34—36, 2 Abb. Die Behandlung des Problems ist analog derjenigen eines biegungsfesten Stabes, wie er durch zwei nebeneinanderliegende senkrechte Durchmesserschnitte aus der Zylinderwand herausgeschnitten werden kann, der einerseits den auf das herausgeschnittene Stück entfallenden Teil der Belastung trägt, andererseits aber eine elastische Unterstützung von der Bettungsziffer $\frac{E \cdot \delta}{r^2}$ erfährt.

380. Schwingungsbeanspruchung und Rißbildung insbesondere von Konstruktionsstählen. Von Prof. O. Föppl, Braunschweig. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 8, S. 87—91, 9 Abb. Die Bedeutung der Schwingungsfestigkeit, die Anordnung der Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Schwingungsfestigkeit eines Materials. Versuchsergebnisse.

381. Das Verhalten der Metalle bei wiederholter Beanspruchung. Von P. Ludwik und R. Scheu, Wien. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 6, S. 122—126, 16 Abb. Torsions-, Biege- und Schlagdauerversuche mit Aluminium, Kupfer und Flußeisen. Beziehungen zwischen Beanspruchung und Wechselzahl, Einfluß der Härte und Schneidigkeit usw. Formänderungsdiagramm ermüdeter Metalle. Verfestigung und Korngestalt, Gefügeänderungen.

382. Aus neuen amerikanischen Brandversuchen. Von Otto Graf. Beton u. Eisen 1923, Nr. 2 u. 3, S. 18 u. 30—32, 11 Abb. Besprechung der Ergebnisse von Brandversuchen mit

a) flußeisernen Säulen (aus einfachen Profilstäben) sowie genieteten Säulen;
b) gußeisernen Säulen (stehend und liegend gegossen);
c) mit Beton gefüllten Stahlrohren;
d) Holzsäulen;
e) eisernen Säulen, teilweise mit Beton geschützt;
f) mit Beton oder Terrakotta oder Gips allseitig geschützten eisernen Säulen, sonst wie a, b und d;
g) Eisenbetonsäulen.

Alle Säulen rd 4 m hoch und für 45 t Nutzlast bemessen. Heizung in einem Gasofen.

383. Dreieckschaubilder für graphische Berechnungen. Von Oberingenieur G. Neumann, Düsseldorf. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 10, S. 231—232, 9 Abb. Vorteile des Dreieckschaubildes und die verschiedenen Möglichkeiten ihrer Anwendung.

## Brückenbau.

### a) Allgemeines.

384. Bewegliche Brücken in Nordamerika. Von Dr. S. Der Brückenbau 1923, Nr. 1/2, S. 1—4, 1 Abb. Über die verschiedenen heute in Amerika verwendeten Systeme beweglicher Brücken, insbesondere der Hub- und Klappbrücken. Beschreibung des Prinzips einer neuen Klappbrückenbauart nach den Angaben von Ingenieur Abt.

### b) Hölzerne Brücken.

— — — —

### c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

### d) Eisenbetonbrücken.

385. Die Hindenburgbrücke und die Rosentaler Brücke in Breslau. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Trauer. Der Brückenbau 1923, Nr. 3/4, S. 9—12. Eingehende Beschreibung der beiden Eisenbetonbrücken sowie Angaben über die Wahl des Systems.

386. Anwendungsmöglichkeit des Stampfbetons bei gewölbten Tragwerken. Von Dr. techn. Eduard Proksch, Sinaia. Beton u. Eisen 1923, Nr. 3 u. 5, S. 30—31 u. 69—70, 3 Abb. Nachweis, daß durch gute Materialverteilung und Formgebung Wölbtragwerke in Eisenbeton außerordentlich billig zu erbauen sind. Beispiel durchgeführt für den beiderseits eingespannten starren Bogen.

### e) Eiserne Brücken.

387. Zur Frage einer Hochbrücke Baden-Wettingen. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 11, S. 132 bis 134, 3 Abb. Bericht über die Anstrengungen zur architektonisch richtigsten Lösung des Brückenprojektes.

388. Einige alte Eisen- und Eisenbahnbrücken. Der Brückenbau 1923, Nr. 1/2, S. 4—5. Kurze Beschreibung einer Anzahl älterer Brückenbauten.

389. Die neuen „Vorschriften für Eisenbauwerke der deutschen Reichsbahnen". Von Prof. H. Kayser, Darmstadt. Beton u. Eisen 1923, Nr. 3 u. 4, S. 32 bis 33 u. 51—53, 4 Abb. Besprechung einiger wichtiger Bestimmungen und Neuerungen der „Vorschriften für Eisenbauwerke".

390. Techn. Kommission des Verbandes Schweiz. Brückenbau- und Eisenhochbau-Fabriken. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 7, S. 82—84. Bericht über die am 29. u. 30. Sept. in der Eidg. Techn. Hochschule abgehaltene Hauptversammlung. Die Tagung war wissenschaftlichen Vorträgen und Diskussionen über aktuelle Forschungsfragen aus dem Gebiete des Brückenbaues, insbesondere des Brückenbaues in Eisen gewidmet.

## Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

## Gründungsarbeiten usw.

— — — —

## Wasserbau.

### a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

391. Die Stellung des Bewerbers bei Wasserrechtsverleihung. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 5, S. 56—57. Auszug aus der gleichnamigen Abhandlung von Dr. jur. Hans Trümpy, Adjunkt des Amtes Wasserwirtschaft, in Nr. 1/2 des „Schweizerischen Zentralblattes für Staats- und Gemeindeverwaltung".

### b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

392. Der Donau-Main-Kanal. Von Ing. R. Halter, Prof. in Wien. Z. d. Ö. I. u. A.-V 1923, Nr. 5/6, S. 28—31, 3 Abb. Historische Entwicklung des Gedankens einer Schifffahrtsverbindung vom Rhein zur Donau. — Beschreibung des Entwurfs nach der Denkschrift des Main-Donau-Stromverbandes. — Die Wasserkraftstraße. Die Wirtschaftlichkeit der Anlage. Jetziger Stand.

393. Schweizerische Rhone-Rhein-Wasserstraße. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 5, S. 52—54. Erörterung eines Kanalprojektes von Genf nach Koblenz (Schweiz).

394. Der Danziger Hafen. Von B. Nagorski. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 7, S. 145—150, 6 Abb. Verfasser gibt eine allgemeine Beschreibung der Danziger Hafenanlagen und schildert die Entwicklung des Umschlagverkehrs und seine Bedeutung für Polen. Ferner wird über die Pläne zum weiteren Ausbau des Hafens berichtet.

### c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

395. Der Ausbau der Mittleren Isar. Von E. Mattern, Potsdam. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 9 u. 10, S. 211 bis 214 u. 235—38, 20 Abb. Allgemeine Anordnung und wasserwirtschaftliche Grundlagen. Beschreibung der Bauanlagen: Das Wehr in der Isar bei Oberföhring. Der Kanal. Die Kraftwerke. Betrieb und Wirtschaftlichkeit.

396. Der Ausbau der Wasserkräfte in Österreich. Von Leopold Rosenbaum. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 7, S. 161—62. Kurze Übersicht über die Entwicklung und den Ausbau der österreichischen Wasserkraftanlagen.

397. Die Kraftwerke an den Norefällen in Norwegen. Von Fr. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 7, S. 161, 4 Abb. Beschreibung zweier etwa 80 km nordwestlich von Kristiania gelegener Kraftwerke, die einen Teil des Planes zur Versorgung des ganzen Landes mit Strom von 110 000 V bilden. Niederschlagsgebiet 1170 km².

398. Talsperre im Tirso auf Sardinien. Von Fr. E. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 5, S. 113—14, 5 Abb. Die 112 m hohe, in aufgelöster Bauweise ausgeführte Talsperre wird eingehend beschrieben.

399. Die Betriebswasserversorgung der Laurahüttegrube in Laurahütte (Oberschlesien). Von Maschineninspektor H. Kratz, Laurahütte. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 5, S. 97—100, 8 Abb. Die Überwindung der unzugänglichen Betriebswasserverhältnisse im engen oberschlesischen Industriebezirk durch Anlage einer Wasserversorgung aus dem Brinitzafluß. Einzelheiten der Wasserentnahme, der Leitungsführung unter schwierigen Geländeverhältnissen, der Regelung und Verteilung des Wassers.

400. Landbewässerung in den nordamerikanischen Weststaaten. Von Fr. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 7, S. 162—63, 1 Übersichtstabelle. Zusammenstellung der bis zum Kriegsbeginn fertiggestellten oder im Bau befindlichen Bewässerungsanlagen. Der Wert des Landes ist durch diese Arbeiten zum Teil auf das 10- bis 15fache gestiegen.

401. Französisches Flutkraftwerk. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 7, S. 162. Beschreibung einer Versuchsanlage im Aber Vrache, der schlauchartigen Mündung eines Küstenflüßchens im Bezirke Finistère. Die Anlage besteht aus einem 150 m langen Damm, dessen Krone 4 m über Springflut liegt. Leistung 75—1200 PS.

402. L'Utilisation de la force motrice des marées. Von Marc Girod, Ing. F. P. Z., Rennes. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 7, S. 75—77, 6 Abb. Über die Möglichkeiten, die Ebbe und Flut als Kraftspeicher nutzbar zu machen.

403. Francisturbinen für 260 m Gefälle. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 7, S. 162. Beschreibung einer 35 000-PS-Turbine.

## Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

## Straßenbau.

404. Zur Wirtschaftlichkeit der Schotterbahnen. Von Baurat Niemack, Stendal. Verkehrstechnik 1923, Nr. 3, S. 17—20, 3 Abb. Beitrag zu dem Bestreben, die durch die Wirtschaftsentwicklung bedingte Preisgestaltung der Schotterdecken durch Erzielung möglichst großer Dauerwirkung der Decken mit geringsten Mitteln zu stabilisieren.

## Eisenbahnbau und -betrieb.

405. Oberbau in den Wegeübergängen. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 9/10, S. 69, 6 Abb. Beschreibung der Einheitsform der Zweifußschiene der früher Oldenburgischen Staatsbahnen, die 1911 für Wegübergänge eingeführt wurde und sich seither bestens bewährt hat.

406. Sicherungsanlagen im Eisenbahnbetriebe. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr 9, S. 108—12. Die Entwicklung des Sicherungswesens der schweizerischen Bahnen, sowie eine kurze Charakteristik des Werkes obigen Titels von Prof. Dr.-Ing. W. Cauer, Berlin.

407. Signale für Kreuzungsweichen. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 8, S. 2—3, 5 Abb. Äußerungen von Regierungsbaumeister W. Becker zu den Abhandlungen des Geh. Baurats Prof. Dr.-Ing. Cauer in der V. W. Nr. 29 von 1922 und Erwiderung von Dr. Cauer.

408. Gleisbögen mit sehr kleinen Halbmessern. Von Ing. Moeslein, Mannheim. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 1/2, S. 1—2. Versuche mit normalspurigen Gleisbögen von sehr kleinem Halbmesser für Industriezwecke haben gute Ergebnisse gebracht. Der Radius kann auf 28 m verringert werden, jedoch können dann nur zweiachsige Lokomotiven darauf verkehren.

409. Der Aktionsradius der Akkumulatoren-Eisenbahnfahrzeuge. Von Dr. sc. techn. F. Christen, Bern. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 4 u. 5, S. 35—38 u. 54—56, 7 Abb. Untersuchung zur Erleichterung der Bestimmung der den gegebenen Betriebsverhältnissen am besten entsprechenden Konstruktionsgrößen und zur richtigen Beurteilung der Zweckmäßigkeit der Verwendung der Akkumulatoren-Eisenbahnfahrzeuge im Vergleich zu Fahrzeugen anderer Betriebsarten

410. Neuere Abraumlokomotiven. Von Oberingenieur Munk, Breslau Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 3/4, S. 17—21, 12 Abb. Beschreibung einer Anzahl als die ersten ihrer Art von der Linke-Hoffmann-Lauchhammer A.-G. gebauten Abraumlokomotiven, die durch ihre vorbildliche Verquickung von Zweckmäßigkeit, Wirtschaftlichkeit, Leistungsfähigkeit und Stabilität das Vollkommenste darstellen, was bisher auf diesem Gebiet erreicht wurde.

411. Braunkohle und Torf als Lokomotivbrennstoffe. Von Regierungsbaurat Dr. Landsberg, Berlin. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 11, S. 263—64. Gewinnung und Verarbeitung der Brennstoffe. Mahlen und Handhaben des Brennstoffstaubes. Mitführung und Verfeuerung des Brennstoffstaubes auf der Lokomotive.

412. Torffeuerung. Von Direktor Moritz, Neumünster. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 11, S. 262—63. 2 Abb. Es wird angegeben, unter welchen Umständen Torf als Brennstoff in größeren gewerblichen Betrieben verwendet werden kann und welche Einrichtungen zur wirtschaftlichen Verwendung erforderlich sind.

413. Stückgutanlagen mit maschinellen Fördervorrichtungen. Von Regierungsbaurat Derikartz, Aachen. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 7/8. S. 45—47, 1 Abb. Bemerkungen zu den Ausführungen von Dr.-Ing. Steuernagel über Stückgutanlagen mit Schleppzugbetrieb in Heft 20 und 25 des Jahrganges 1922 der V. W. Hinweis auf die Güterschuppen- und Umladeanlagen des im Umbau begriffenen Bahnhofs Duisburg.

414. Eisenbahn-Werkstätte und Betriebs-Gebäude. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. W. Fuchs. Stuttgart. Der Industriebau 1923, Nr. 1, S. 6—9, 10 Abb. Besprechung einer vierschiffigen Halle (Kesselschmiede) und eines Inspektionsgebäudes, das eine Kombination von Büro- und Magazinbau darstellt.

415. Selbstkosten und Beförderungspreise im Eisenbahnverkehr. Von Prof. Dr.-Ing. Helm, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 2, S. 9—10; Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 5/6, S. 26—28, 6 Abb. Die üblichen Selbstkostenermittlungen sind von dem Grundgedanken beherrscht, die Betriebsausgaben für 1 Personen- (pkm) bzw. für 1 Tonnenkilometer (tkm) aus den Anteilen der einzelnen Ausgabenteile zusammenzusetzen. Im Gegensatz zu dieser synthetischen Ermittlung der Selbstkosten wird eine analytische Selbstkostenberechnung gegeben, die von der Überlegung ausgeht, daß die Anzahl der pkm P mal den Selbstkosten p für 1 pkm + Anzahl der tkm G mal Selbstkosten g für 1 tkm gleich den Ausgaben A sein muß: Also $P \cdot p + G \cdot g = A$.

416. Der Geschäftsbericht der Reichsbahn für das Rechnungsjahr 1921. Verkehrstechn. Woche 1923. Nr. 3/4, S. 14—17, 2 Abb. Abhandlung von Ministerialrat Dr.-Ing. Tecklenburg über die Anstrengungen der Reichsbahnverwaltung, das Reichsbahnunternehmen durch Erhöhung der Tarife und durch Verringerung der Selbstkosten wirtschaftlich zu gestalten.

417. Die Reichsbahn im Jahre 1922 ohne Fehlbetrag. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1923, Nr. 5, S. 85. Vom 1. April bis 31. Dez. 1922 war die Summe der Einnahmen 485,231 Mill. M. und die Summe der Ausgaben 482,341 Mill. M. Neuerdings das Gleichgewicht durch die Ruhrgebietsbesetzung wieder gefährdet.

418. Die künftige Wirtschaftspolitik der Reichsbahn. Von Ministerialrat Dr.-Ing. Tecklenburg, Berlin. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 9/10, S. 54—55, 1 Abb. Mittel und Wege, die Wirtschaftsführung des Reichsbahnunternehmens zu sanieren.

419. Zusammenarbeiten von Eisenbahn und Kraftwagen. Von Dr. A. Heller. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 6, S. 135. Über die Notwendigkeit des Zusammenarbeitens von Eisenbahn und Kraftwagen auf dem Gebiet des Postverkehrs, Frachtverkehrs. Ersatz der Eisenbahn durch Kraftwagen, wo infolge zu schwachen Verkehrs die Eisenbahn unwirtschaftlich arbeitet.

420. Beschleunigung der S.B.B.-Elektrifikation. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 9, S. 106—08. Das Programm der S.B.B., nach dem bis zum Jahre 1933 1529 km elektrifiziert werden sollten, soll dahin abgeändert werden, daß dieser Bauabschnitt bereits 1928 beendigt ist, um die ungenügende Beschäftigung in allen Zweigen des Baugewerbes zu heben und so Notstandsarbeiten zu schaffen.

421. Die Wirtschaftlichkeitsaussichten der Elektrifizierung der schweizerischen Eisenbahnen vor 10 Jahren und heute. Von W. Kummer. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 5, S. 47—49, 3 Abb. Vergleich auf Grund der Veröffentlichungen in der S. B. Bd. 61 (15. Febr. 1913) und Bd. 80 (30. Sept. 1922). Die Erwartungen von 1913 sind in jeder Beziehung erfüllt oder übertroffen worden. „Der elektrische Betrieb bedeutet einen großen Fortschritt auf dem Gebiete des Eisenbahnwesens".

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

422. Unsymmetrische Eisenbetonkuppel für das Union-Theater, Saarbrücken. Von Prof. Dipl.-Ing. G. Rüth, Biebrich a. Rh. Beton und Eisen 1923, Nr. 4, S. 44—49, 14 Abb. Allgemeine Beschreibung der Anlage, Grundzüge der Konstruktion und Berechnung der Kuppel, sowie Einzelheiten zur Bauausführung.

423. Wirtschaftliche Bemessung von Eisenbetonrippenbalken. Von Ing. Fr. Lepnik. Beton und Eisen 1923, Nr. 3, S. 38, 1 Abb. Bemessung auf Grund der bekannten Herleitung der preiswirtschaftlichen Höhe aus der Bedingung des Kostenkleinstwertes für die im Deckenbau üblichen Rippenquerschnitte, bei denen annähernd $h' = h_0$, wo $h'$ die freie Rippenhöhe, $h_0$ der Hebelarm der inneren Kräfte ist.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

424. Wagenkipperbrücke. Von G. v. Hanffstengel. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 9, S. 219, 3 Abb. Beschreibung einer Verladebrücke, die dazu dient, Eisenbahnwagen mit Kohlen zu heben, über das Schiff oder den Lagerplatz zu verfahren und dort zu entleeren. Die Anlage ist technisch und wirtschaftlich durchaus zufriedenstellend.

### Holzbau.

425. Berechnung von hölzernen, aus Lamellen (Dauben) zusammengesetzten Druckrohrleitungen. Von Ing. F. Schmitt, Oberbaurat in Klagenfurt. J. d. Ö. I. u. A. V. 1923, Nr. 9/10, S. 52—54, 3 Abb. Überblick über die Berechnungsmöglichkeiten hölzerner Rohre.

426. Allgemeines über Holzbau. Von Bruno Pfütze, Leipzig. Der Brückenbau 1923, Nr. 5/6, S. 15—17. Allgemeine Betrachtung der Holzbauarten hinsichtlich ihrer Dauerhaftigkeit, Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

— — — —

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

427. Zusammenschluß von Kleinbahnen. Von Generaldirektor Schwab, Düsseldorf. Verkehrstechnik 1923, Nr. 1 u. 3, S. 3—5 u. 21—22. Abdruck und Erläuterung des Pachtvertrages, geschlossen zwischen der Stadt Düsseldorf und der Rheinischen Bahngesellschaft A.-G. in Düsseldorf.

428. Die neuen Wagen der Hamburger Hochbahn und ihre Ausrüstung. Von Dr.-Ing. W. Mattersdorf. Verkehrstechnik 1923, Nr. 1, S. 2—3, 4 Abb. Beschreibung der Wagen und der Verbesserungen, die einer zehnjährigen Betriebserfahrung entstammen.

### Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

— — — —

### Bauunfälle.

429. Der Deckendurchbruch im Mosse-Haus Berlin und seine Lehren für den Eisenbetonbau. Von Baurat Dr. G. Friedrich, Berlin. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 10, S. 122—25. Die Ursachen des Ein-

sturzes, sowie die Anweisungen des Preußischen Ministers an die zuständigen Behörden zur Genehmigung von Aufstockungsarbeiten, wenn in darunter liegenden Räumen der Betrieb während des Baues aufrecht erhalten werden muß.

**Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.**

— — — —

**Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.**

430. Vereinheitlichung der deutschen Lohntarife. Von Paul Schmerse, Sterkrade. Stahl und Eisen 1923, Nr. 5 u. 6, S. 145—53 u. 191—94. Die deutschen Lohnverfahren. Der Zeitakkord. Neuer Gedingegrundlohn. Die prozentuale Lohnstaffel.

431. Zur Eisenbahntariflage. Stahl und Eisen 1923, Nr. 10, S. 356—59, 1 Zahlentafel. Die Gefahren, die durch die stete Erhöhung der Gütertarife der Wirtschaft drohen, müssen durch Um- und Bessergestaltung der Tarifgrundlagen, hauptsächlich aber durch eine zu Ersparnissen führende billigere Betriebsführung beseitigt werden.

432. Zur Eisenbahn-Tarif- und Verkehrslage. Stahl und Eisen 1923, Nr. 5, S. 177—80. Hinweis auf die Gefahr der Unterbindung des Güterfrachtenverkehrs durch die fortgesetzten Erhöhungen der Gütertarife und Vorschläge zur Erhöhung der Betriebsleistungen und dadurch Hebung des Güterverkehrs.

433. Die neuen Anschlußbedingungen. Rückblick und Ausblick. Von Dr.-Ing. Fr. Hasse, Charlottenburg. Verkehrst. Woche 1923, Nr. 1/2, 5/6 u. 9/10, S. 10—12, 35—37 u. 66. Erörterung der noch entwicklungsfähigen Punkte der am 1. Juli 1922 in Kraft getretenen Allgemeinen Bedingungen für Privatgleisanschlüsse mit zahlreichen Verweisen auf andere Veröffentlichungen.

434. Das Recht der Privatanschlüsse. Von Regierungsrat Dr. Seybold, Stuttgart. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 1/2, S. 9—10. Richtlinien für die Weiterbildung der vertraglichen Grundlagen der Privatgleisanschlüsse.

435. Kann das Recht der Privatanschlußgleise ein Reservat des Privatrechts sein? Von H. Jos. Weinstock, Köln-Dellbrück. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 5/6, S. 34—35. Vorschläge zur Schaffung eines Anschlußgleisgesetzes. Hauptgesichtspunkte sind: 1. Herstellung eines statischen Gleichgewichtszustandes als Vertragsbasis und 2. Festlegung und Erhaltung eines geeigneten Rechtszustandes, sowie Gewährleistung loyaler Vertretung des Zweckmäßigkeitsgedankens in der Rechtspflege.

**Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.**

436. Ausschuß für Einheiten und Formelgrößen (A. E. F.). Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 5, S. 104—05. Abdruck der endgültigen Fassung des Satzes IX, Maße und Gewichte, des Entwurfes XXVI, Dichte und Wichte, und des Entwurfes XXVII, Einheiten für mechanische Größen (mit Erläuterungen).

437. Bremens neuere Entwicklung unter dem Einfluß der Technik. Von R. Blaum, Bremen. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 10, S. 225—27. Festrede, gehalten zur Feier des 25jährigen Bestehens des Bremer Bezirksvereins deutscher Ingenieure am 7. Januar 1923.

438. Siemens und das Verkehrswesen 1847 bis 1922. Von Oberingenieur Winkler, Charlottenburg. Verkehrstechnik 1923, Nr. 2, S. 10—14, 8 Abb. Die Geschichte der Entwicklung der Siemensfirmen und ihre technischen Leistungen.

439. Stereoautogrammetrie. Von Forst- u. Kulturingenieur Dr. H. Dock. Z. d. Ö. I. u. A. V. 1923, Nr. 7/8, S. 37—41, 5 Abb. Die Bedeutung der Stereoautogrammetrie als höchste Stufe der Vervollkommnung des stereophotogrammetrischen Verfahrens und ihre Verwendung für die Vorarbeiten für Wasserkraftanlagen, Straßen- und Eisenbahnprojekte usw.

440. Normblätter für Brückenbau. Von Dr. K. Haberkalt. Z. d. Ö. I. u. A. V. 1923, Nr. 7/8, S. 43—45. Besprechung der Entwürfe für Brückennormblätter, herausgegeben vom Unterausschuß für Industrie und Gewerbe des Österr. Normenausschusses.

441. Der technische Hauptvoranschlag der Bundeshauptstadt Wien für das Jahr 1923. Von Stadtbaudirektor Ing. M. Fiebiger. Z. d. Ö. I. u. A. V. 1923, Nr. 5/6, S. 25—27. Der Voranschlag ist ein Beweis für die Lebensfähigkeit der Millionenstadt.

---

# KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

## Die Lage der Nullinie bei einfach bewehrten Plattenbalken.

Von Leo Báron, Berlin.

Bei der Berechnung eines Plattenbalkens hat man folgende zwei Fälle zu unterscheiden:

1. Die Nullinie liegt im Plattenquerschnitt,
2. „ „ geht durch den Steg.

Im ersten Falle ist der Querschnitt statisch wie ein Balken zu behandeln[1]). Ob dieser oder der verwickeltere Fall 2 vorliegt, entscheidet man gewöhnlich in der Weise, daß man x nach der Formel:

$$x = r\,s\sqrt{\frac{M}{b}}$$

bestimmt und den so erhaltenen Wert mit der Plattenstärke d vergleicht. Durch einfache Umformung kann dieses Kriterium leicht auf eine bequemere Form gebracht werden.

Aus der Ungleichheit

$$d \lesseqgtr x = r\,s\sqrt{\frac{M}{b}}$$

folgt nämlich: $M \gtreqless \frac{1}{(r\,s)^2}\,b\,d^2$

setzt man $\frac{1}{(r\,s)^2} = \alpha$

so wird $M \gtreqless \alpha\,b\,d^2$ . . . . . . . . . . . . . . (1

Aus bekannten Beziehungen ergibt sich:

$$\alpha = \frac{1}{3}\left(\frac{\sigma_e}{10} + \sigma_b\right) \quad . . . . . . . . . . . . (2$$

Für $\sigma_e = 1200$ kg/cm² ist $\alpha = 40 + \frac{\sigma_b}{3} = \infty\,50$ und man erhält das

Kriterium: Die Nullinie liegt im $\frac{\text{Steg}}{\text{Plattenquerschnitt}}$, wenn

$$M \gtreqless 50\,b\,d^2 \quad . . . . . . . . . . . . (3$$

In dieser Formel sind b in Meter und d in cm einzusetzen. Rechnet man mit $\sigma_e = 1000$ kg/cm², so ist $\alpha = 33{,}3 + \frac{\sigma_b}{3} = \infty\,42$. Im Falle $\sigma_e = 1200$ kg/cm² wird die rechte Seite der Ungleichheit 1 besonders einfach, wenn $b = 16\,d$ ist. Dann ist nämlich $x \gtreqless d$ wenn

$$M \gtreqless (2\,d)^3 \qquad \text{(M in mkg, d in cm)}$$

Die angegebenen Werte für α (50 u. 42) befriedigen in allen praktischen Fällen. Sie entsprechen den Mittelwerten $\sigma_b = 30$ bzw. 26.

Bei der Benutzung dieser Mittelwerte ist das Moment, welches der Grenzlage der Nullinie entspricht, mit einem Fehler

$$\varepsilon_M = \varepsilon_\alpha\,b\,d^2 = \frac{\varepsilon_{\sigma_b}}{3}\,b\,d^2$$

behaftet, d. h. man begeht in der Schätzung von x einen Fehler

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2}\,d\,\frac{\varepsilon_M}{M}$$

Im ungünstigsten Falle ($\varepsilon_{\sigma_b} = 12$ kg/cm²) erhält man:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2}\,d\,\frac{4\,b\,d^2}{M} = \infty\,\frac{1}{2}\,d\,\frac{4\,b\,d^2}{50\,b\,d^2} = 0{,}04\,d$$

Ist z. B. d = 15 cm, so ist

$$\varepsilon_x = 0{,}04 \cdot 15 = 0{,}6 \text{ cm.}$$

Die Genauigkeit ist also durchaus befriedigend.

[1]) In wirtschaftlicher Hinsicht liegt jedoch weiterhin ein Plattenbalkenquerschnitt vor.

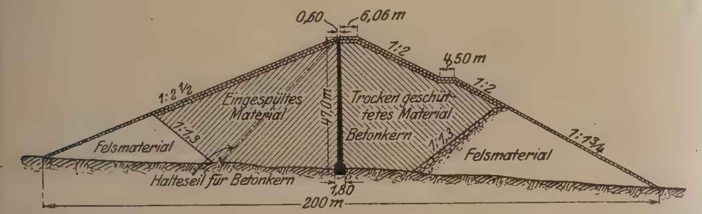
## Hölzerne Gerüstbrücke.

Die normalspurige Bahnlinie, die bei Portland, Ore., augenblicklich gebaut wird, soll zur Aufschließung der sehr umfangreichen Waldungen dienen, aus denen in der allernächsten Zeit große Holzmassen geschnitten und abtransportiert werden sollen. Zahlreiche Brücken größerer und kleinerer Spannweiten liegen auf der etwa 40 km langen Linie. Die Heranschaffung großer Eisenmassen zu Brückenbauten nach diesen Baustellen stößt auf sehr erhebliche Schwierigkeiten und würde hohe Kosten verursachen, weshalb fast alle Brücken ganz in Holz in Art der Gerüstbrücken erbaut worden sind. Die drei größten Brücken haben folgende Abmessungen: 1. 210 m Länge, 50 m Höhe; 2. 183 m Länge, 40,3 m Höhe; 3. 280 m Länge, 47 m Höhe mit einem Holzver-

brauch von insgesamt 32 000 m³. Die zu diesen Brückenbauten erforderlichen sehr beträchtlichen Holzmengen wurden an Ort und Stelle gewonnen, in einer in der Nähe liegenden besonders erbauten Säge zerschnitten und hergerichtet. Der eigentliche Bau der Brücke vollzog sich äußerst rasch; die Hölzer wurden vermittels Kabelkranen vom Werkplatz ausgefahren und an der Einbaustelle abgesenkt. — Außer den erwähnten drei größten Brücken sind auf der Linie weitere 39 ähnliche Gerüstbrücken von insgesamt 3100 m Länge vorhanden, dazu noch 5 Brücken von 18,20 m Spannweite, 5 von 21,8 m Spannweite und 2 von 25,4 m Spannweite. (Bericht aus Engineering News Record, Heft 26 vom 28. Dezember 1922.) Dr.-Ing. Finter.

## Bau eines Erddammes bei San Franzisko.

Zur Ausnutzung der Wasserkräfte des Hetch-Hetchy-Flusses baut die Stadt San Franzisko einen Erddamm von 44 m maximaler Höhe und etwa 303 m Kronenlänge. Die wesentlichen Merkmale dieses Baues sind: 1. die Anordnung einer dünnen Betonwand mit zahlreichen Dehnungsfugen, um Risse bei der ungleichmäßigen Setzung des Dammes zu vermeiden; 2. verschiedene Anschüttungsmethoden an der Ober-




und Unterwasserseite des Dammes: Einspülung der Erde an der Oberwasserseite, trockene Schüttung der Erde an der Unterwasserseite des Dammes. Die Arbeiten sind im Oktober 1921 begonnen worden und sollen in zwei Jahren fertiggestellt sein. 610 000 m³ Erde sind zur Schüttung des Dammes erforderlich. Sowohl die Erdmassen für den eingespülten als auch für den trocken geschütteten Dammteil werden an Ort und Stelle gewonnen. Als Material für die Bermen am Ober- und Unterwasser werden Felsmassen benutzt, die bei der Herstellung eines Druckstollens gewonnen worden sind. Die Querschnittsausbildung des Dammes geht aus der Abbildung hervor. (Bericht aus Engineering News Record, Heft 25 vom 21. Dezember 1922. Abb. S. 1074 Nr. 25 Eng. N. Rec.) Dr.-Ing. Finter.

## Die Auskleidung von Stollen mit fertigen Betonringen.

Beim Bau einer Wasserkraftanlage in Kalifornien wurden drei Stollen von insgesamt 180 m Länge durch wasserdurchlässige Schichten getrieben, so daß zur Vermeidung von Wasserverlusten eine Auskleidung des Stollenprofiles erforderlich wurde. Der Stollen hat ovale Form, besitzt eine lichte Höhe von 1,36 m, eine größte Breite von 1,06 m und eine Sohlenbreite von 60 cm. Die Stollenzimmerung ist nur sehr schwach gehalten und so angelegt, daß die später einzubringenden fertigen Betonringe ohne weiteres leicht aufgestellt werden können. Um möglichst rasch die erforderliche Auskleidung des Stollens vornehmen zu können, wurden auf dem Bauplatz Betonstücke hergestellt, die das halbe Stollenprofil mit Ausnahme des Bodens ausfüllen sollten. Die einzelnen Stücke sind ungefähr 90 cm lang, besitzen eine Wandstärke von 15 cm und wiegen 2,75 Zentner. Die aneinanderstoßenden Ringe haben V-förmige Ansätze und entsprechende Aussparungen, die ein gutes Ineinandergreifen der Ringstücke bewirken sollen. Auf kleinen, auf Schienen laufenden Wagen werden die fertigen Betonringe in den Stollen eingefahren und von zwei Mann aufgestellt. Die Fugen zwischen zwei Ringen werden durch Ausstreichen mit Zement gedichtet. Als Sohle wird eine 15 cm starke Betonschicht eingebracht. Die sehr schwach gehaltene Stollenzimmerung wird nicht entfernt; die Zwischenräume zwischen den Betonringen und dem anstehenden Gestein werden mit Erde hinterfüllt und festgestampft. (Bericht aus Engineering News Record, Heft 26 vom 28. Dezember 1922.) Dr.-Ing. Finter.

---

# Bemessung eines Staubeckens für den Tagesausgleich.

Von Dr.-Ing. Rolf Lamberg, Reichenberg.

Beim Entwurf eines Staubeckens oder einer Talsperre in Verbindung mit einer Wasserkraftanlage wird man sich vor allem Klarheit schaffen müssen über die Frage, ob man die Aufspeicherung der Hochwässer — also einen Jahresausgleich — erreichen kann und will. Trifft dies zu, so wird der Fassungsraum unter Zugrundelegung der Erfahrungswerte, die bezüglich der Wasserführung des betreffenden Gebietes vorliegen müssen, in bekannter Weise ermittelt.

Grundsätzlich anders liegt der Fall, sobald die Geländeverhältnisse einen so weitreichenden Ausgleich überhaupt nicht oder nur mit unverhältnismäßig hohen Kosten zulassen. Man wird sich dann vielfach mit einem Tagesausgleich begnügen müssen und als notwendiges Mindestmaß jenen Fassungsraum ermitteln, der diesen Zweck unter allen Umständen erreicht.

Betreffs des Zulaufes kann angenommen werden, daß er während eines Tages unveränderlich ist. Liegen oberhalb des Stauwerkes keine Wasserkraftanlagen, so trifft diese Voraussetzung wohl immer zu; andernfalls kann immer angenommen werden, daß die Zeit des Kraftbedarfes für beide Werke ziemlich gleich ist, bezw. daß ein entsprechendes Abkommen möglich ist, wodurch sich die Verhältnisse günstiger gestalten als bei gleichbleibendem Zulauf.

Bezüglich der Entnahme liegt der ungünstigste Fall offenbar dann vor, wenn das Werk mit seiner Höchstleistung täglich so lange arbeitet, bis im Becken der niedrigste zulässige Wasserstand erreicht ist, d. h. wenn die Anlage das gesamte, in 24 Stunden zulaufende Wasser in einem Zeitabschnitt ohne Unterbrechung mit ihrer vollen Schluckfähigkeit entnimmt.

Wird die zulaufende Wassermenge mit „W“ m³/sec bezeichnet, die Schluckfähigkeit des Werkes mit „S“ m³ sec, so ist die im Tag zulaufende, also verfügbare Wassermenge gleich

$$24 \cdot 3600\,W\,m^3;$$

das Werk verbraucht stündlich

$$3600\,S\,m^3;$$

der Vollbetrieb ist also täglich während

$$t = 24\,\frac{W}{S}\ \text{Stunden}$$

möglich; die Aufspeicherung findet statt während

$$t' = 24 - t = 24\,\frac{S - W}{S}\ \text{Stunden};$$

die sich hierbei ansammelnde Wassermenge V beträgt:

$$V = 3600\,t'\,W = 3600 \cdot 24\,\frac{S - W}{S}\,W\,m^3;$$

die größte Wassermenge, die zwecks Tagesausgleich angestaut werden muß, ergibt sich als Höchstwert der vorstehenden Gleichung aus der Bedingung:

$$\frac{dV}{dW} = 3600 \cdot 24\,\frac{S - 2W}{S} = 0;$$

also

$$W = \frac{S}{2}$$

$$V_{max} = 3600 \cdot 24\,\frac{S}{4} = 3600 \cdot 6\,S;$$

hieraus folgt:

1. Der für den Tagesausgleich ungünstigste Fall liegt also vor, wenn die zufließende Wassermenge gleich ist der halben Schluckfähigkeit.

2. Bei einem Fassungsraum gleich dem sechsstündigen Wasserbedarf bei Volleistung vermag der Stauweiher jede Tagesschwankung in der Entnahme auszugleichen, vorausgesetzt, daß sich diese Schwankungen in einer gewissen, in 24 Stunden wiederkehrenden Regelmäßigkeit vollziehen und daß der Zufluß innerhalb eines Tages als unveränderlich betrachtet werden kann.

Um dieses Ergebnis zu verdeutlichen, sei ein Beispiel gebracht. Die Schluckfähigkeit einer Anlage betrage S = 1 m³/sec; zum Tagesausgleich ist also ein Fassungsraum von $3600 \cdot 6 \cdot 1 = 21\,600$ m³ nötig. Führt das Gewässer W = 0,4 m³/sec, so kann das Werk $t = 24 \cdot \frac{0{,}4}{1} = 9{,}6$ Stunden die volle Höchstleistung abgeben, muß also $24 - 9{,}6 = 14{,}4$ Stunden speichern, wobei $14{,}4 \cdot 0{,}4 \cdot 3600 = 20\,736$ m³ aufgestaut werden. Fließen dagegen W = 0,6 m³/sec zu, so ist die Betriebsdauer $t = 24 \cdot \frac{0{,}6}{1} = 14{,}4$ Stunden, die während der restlichen 9,6 Stunden zulaufende Wassermenge beträgt $V = 9{,}6 \cdot 0{,}6 \cdot 3600 = 20\,736$ m³. Der größte Fassungsraum wird tatsächlich bei W = 0,5 m³ benötigt, denn bei 12stündigem Speichern sammeln sich $12 \cdot 0{,}5 \cdot 3600 = 21\,600$ m³ an.

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Streikunterstützung, Streikversicherung, Streikentschädigung.

Von Syndikus Dr. rer. pol. Brunner, Dresden.

Die seit der Revolution überall und in allen Branchen heftiger denn je tobenden Arbeitskämpfe haben den Kämpfern auf Arbeitgeber- wie Arbeitnehmerseite aufs deutlichste den Wert einer machtvollen einheitlichen Organisation bewiesen. Die sehr oft, ja leider in der Regel, von den Arbeitern erzielten Erfolge sind in der Hauptsache darauf zurückzuführen, daß die Arbeitgeber, nicht ebenso ausnahmslos wie die Arbeitnehmer, in Organisationen zusammengeschlossen sind, die den Gewerkschaften in jeder Beziehung gleichmäßig gegenübertreten können. Das Wirken der reinen Arbeitgeberverbände darf freilich keineswegs unterschätzt werden. Diese sind aber doch nicht die gefährlichen Gegner der Gewerkschaften, die sie sein könnten, wenn ihnen nicht ein Moment und zwar ohne Zweifel das ausschlaggebendste fehlte, nämlich die Bereitstellung finanzieller Mittel, mit dem Zwecke, allen ihren Mitgliedern den im Streik- oder Aussperrungsfalle entstehenden materiellen Schaden, wenn auch nicht in voller Höhe zu ersetzen, so doch soweit als möglich tragen zu helfen. Für den Arbeitnehmer ist bei der Erwägung, ob er in die Gewerkschaft eintreten soll oder nicht, in der Regel ausschlaggebend, daß er hier bei der Durchführung seines Kampfes zur Erzielung besserer Lohn- und Arbeitsbedingungen während der ganzen Dauer der Streik- bzw. Aussperrungszeit eine finanzielle Unterstützung erhält, die, wenn sie auch die Höhe des ausfallenden Arbeitsverdienstes nicht erreicht, doch wenigstens imstande ist, über die Zeit des Kampfes ohne große Not hinwegzuhelfen und vor allem zu verhindern, daß er, durch den Lohnausfall gezwungen, vorzeitig, ohne sein Ziel erreicht zu haben, den Kampf aufgibt. Die Aufwendungen, die die Gewerkschaften für Unterstützung bei Lohnkämpfen bisher gemacht haben, sind ganz bedeutend. Sie betragen beispielsweise im Jahre 1921 allein bei den freien Gewerkschaften gegen 257 Millionen M und bei den christlichen Gewerkschaften ungefähr 15 Millionen M. Diese Zahlen sind ein deutlicher Beweis für die Leistungsfähigkeit der Arbeitnehmerorganisationen und geben auch eine Erklärung für die beispiellose Organisationsfreudigkeit der Arbeiter. Sie sind aber auch eine ernste Mahnung an alle Arbeitgeber, dazu beizutragen, daß auch in ihren Reihen die Idee der Streikversicherung mehr und mehr Boden gewinnt und daß zu diesem Zwecke die Organisationen, die sich die Entschädigung von Streiks und Aussperrungen zur Aufgabe gemacht haben und die durch ihre für die Industrie segensreiche Tätigkeit bereits ihre Existenznotwendigkeit erwiesen haben, aufs tatkräftigste unterstützt werden.

Auf die Entwicklung der Streikentschädigungseinrichtungen in Deutschland, die von seiten und zugunsten der Arbeitgeber ins Leben gerufen worden sind und die eine Art Gegenstück zu den Streikunterstützungskassen der Gewerkschaften bilden, zurückzublicken, dürfte nicht uninteressant sein. Bei dem hier unternommenen Versuch sollen alle die Kassen nicht berücksichtigt werden, die sich lediglich an bestimmte Facharbeitgeberverbände anschließen und sich daher auch nur über deren Bereich erstrecken. Infolge dieser Beschränkung gleichen sie mehr der Einrichtung einer Sparkasse; es kann daher auf sie das Wort „Versicherung" keine rechte Anwendung finden. Nicht berücksichtigt sollen auch die bei manchen Industriezweigen ins Leben gerufenen Kampffonds werden, die mit Streikunterstützung nichts gemein haben, vielmehr dazu dienen sollen, in Fragen, die ganz besonders die Interessen des betreffenden Industriezweiges berühren, insbesondere den schwachen Arbeitgeber das Durchhalten zu erleichtern. Erwähnenswert scheinen mir in diesem Zusammenhang nur die Gesellschaftsformen, die sich die Erfassung aller Branchen ohne räumliche Grenzen (selbstverständlich innerhalb Deutschlands) zur Aufgabe gemacht haben.

Zum ersten Male wurde der Gedanke, eine Streikentschädigungskasse zu errichten, im Jahre 1872 von den Berliner Baugewerkvereinen erwogen. Die Idee wurde aber nicht verwirklicht und erst 1890 wurde erneut der Versuch gemacht, ein ähnliches Projekt durchzuführen. In Anlehnung an die bereits bestehenden Versicherungen sollte auch das Problem der Streikentschädigung rein versicherungstechnisch erfaßt werden und man plante zu diesem Zwecke die Gründung eines Versicherungsverbandes der Deutschen Industriellen gegen Streikverluste. Der von dem Versicherungsfachmann Kleeberg in Frankfurt a. M. ausgearbeitete Plan fand die Unterstützung des Großindustriellen Geheimen Kommerzienrates Baarn in Pommern, und es fanden auch Verhandlungen zwecks Gründung des Unternehmens statt, die aber zu keinem Abschluß führten. Auch die Entwicklung einer anderen Gründung verlief ungünstig. Es war dies eine Versicherungsgesellschaft gegen Verluste von Arbeitseinstellungen, die unter dem Namen „Industria" im Jahre 1897 in Berlin ins Leben gerufen wurde, deren Schicksal aber vor allem wegen der ablehnenden Haltung, die der Zentralverband Deutscher Industrieller gegen sie einnahm, bald besiegelt war.

Mehr Glück hatte der Verband Sächsischer Industrieller mit seiner Gründung der „Gesellschaft des Verbandes Sächsischer Industrieller zur Entschädigung bei Arbeitseinstellungen" mit dem Sitz in Dresden. Ein von den Arbeitnehmern kommender Anlaß hatte hier den Gedanken, eine einheitlich zusammengefaßte eigene Streikentschädigungskasse ins Leben zu rufen, erneut erweckt. Die Vorgeschichte war kurz folgende:

Zur Durchsetzung des 10-Stundentages waren Ende des Jahres 1903 die Arbeitnehmer Crimmitschaus in den Streik getreten, bei dessen Durchführung sie in reichem Maße moralische und finanzielle Unterstützung von seiten aller deutschen gewerkschaftlichen Organisationen fanden. Fest glaubte man, nicht nur bei der Streikleitung, sondern in der gesamten deutschen Sozialdemokratie, die die Kraftprobe der Crimmitschauer zu ihrer Sache gemacht hatte, an den Sieg, als ein Ereignis eintrat, das niemand erwartet hatte.

Die Arbeitgeber aller deutschen Industrien erkannten die Gefahr und unterstützten die Unternehmer Crimmitschaus wirkungsvoll durch sofort gewährte Mittel und durch in Aussicht gestellte fortlaufende Beiträge mit dem Erfolg, daß am 18. Januar 1904 der Streik zusammenbrach und die Arbeit bedingungslos aufgenommen wurde. Der Verband Sächsischer Industrieller, der durch die Angelegenheit am meisten berührt war, zog die entsprechenden Lehren aus dem Arbeitskampf und gründete 1906 die bereits erwähnte Streikentschädigungsgesellschaft, deren Mitgliederbestand am 10. April 1906, am Tage der Gründung, 400 Betriebe betrug. Zweck des Verbandes ist:

„Die allgemeinen Arbeitgeberinteressen seiner Mitglieder zu vertreten, Arbeitseinstellungen von Angestellten und Arbeitern in den Betrieben seiner Mitglieder möglichst zu verhindern und die wirtschaftlichen Folgen von unvermeidlichen Arbeitseinstellungen, die durch Differenzen auf Grund der besonderen Rechtsverhältnisse zwischen dem Arbeitgeber und dessen Arbeitnehmern hervorgerufen werden, zu mildern, indem er seinen Mitgliedern die dadurch entstehenden Verluste nach Maßgabe seiner Satzung tragen helfen will."

Wir haben es hier jedoch nicht mit einer Versicherung im eigentlichen Sinne zu tun, sondern mit einer Organisation, die ihre Tätigkeit im Rahmen eines Arbeitgeberverbandes ausübte und noch ausübt. Besonders hervorzuheben ist, daß aus versicherungsgesetzlichen Gründen satzungsgemäß kein klagbarer Anspruch auf Entschädigung besteht. Trotzdem ist der Organisation eine äußerst günstige Entwicklung beschieden gewesen und sie hat sich nach und nach auf das ganze Deutsche Reich erstreckt. 1911 nahm sie daher den Namen „Deutscher Industrieschutzverband" an. Die Zahl ihrer Mitglieder beträgt z. Z. weit über 12 000, die Gesamtdeckungsmittel m. W. gegen 100 Millionen Mark. Während der Zeit des Bestehens wurden über 6000 Streiks satzungsgemäß mit ca. 10 Mill. Mark entschädigt. Man kann ruhig behaupten, daß diese Organisation den Beweis ihrer Existenzberechtigung und ihrer Existenznotwendigkeit in jeder Hinsicht geliefert hat. Die einmal von dem Direktor des Allgemeinen Deutschen Versicherungs-Vereins in Stuttgart, Molt, aufgestellte Behauptung, daß eine Streikversicherungsgesellschaft niemals gedeihen könnte, hat sich in bezug auf diese Organisation nicht bewahrheitet. Im Deutschen Industrieschutzverband sind im Laufe der Jahre eine ganze Reihe kleinerer Streikentschädigungsgesellschaften aufgegangen. So die in Süddeutschland früher existierende Gesellschaft des Verbandes Südwestdeutscher Industrieller zur Entschädigung von Arbeitseinstellungen (Mannheim) und die Entschädigungsgesellschaft Süddeutscher Arbeitgeber (München). Eine andere Streikentschädigungsorganisation bestand bis zum Jahre 1920 bei der Vereinigung der Deutschen Arbeitgeberverbände in Berlin, die sogenannte Deutsche Streikentschädigungsgesellschaft. Diese sollte ebenfalls in den Deutschen Industrieschutzverband übergeführt werden; die diesbezüglichen Verhandlungen zerschlugen sich jedoch und man gründete statt dessen, nach Liquidation der Deutschen Streikentschädigungsgesellschaft, den sogenannten „Deutschen Streikschutz" mit dem Sitz in Berlin. Ungünstig traf für ihn vor allem der Umstand, daß sein Entstehen in die seit Jahren streikreichste Zeit gefallen ist und daß bei dem Mangel an Rücklagen die aufgelaufenen Entschädigungen nicht durch die Beiträge allein gedeckt werden konnten. Übrigens handelt es sich auch beim Deutschen Streikschutz nicht um eine Versicherung im eigentlichen Sinne. Auch er gewährt satzungsgemäß keinen klagbaren Anspruch auf Entschädigung. Eine Streikversicherung im wahren Sinne des Wortes zu gründen, ist erneut unternommen worden im Jahre 1920, u. zw. für die Landwirtschaft. Die landwirtschaftliche Versicherungs-Gesellschaft A.-G. in Greifswald hat im Anschluß an ihre bereits bestehenden Versicherungszweige einen neuen, eine Streikabteilung, errichtet. Der Geschäftsbetrieb dieser Abteilung ist allerdings bis heute noch nicht aufgenommen worden, da man vorher erst mindestens 1000 Beitrittserklärungen gesammelt haben wollte. Die Möglichkeit einer günstigen Entwicklung dieser Streikabteilung bezweifle ich, schon vor allem deswegen, weil die Beiträge nicht von vornherein festgelegt sind, sondern nach Maßgabe des Bedarfs umgelegt werden sollen. Bei den fehlenden Erfahrungsgrundsätzen liegt hier unzweifelhaft das größte Hindernis für die Entwicklung des Versicherungszweiges, ganz abgesehen davon, daß die beschlossenen 1000 Beitrittserklärungen wohl lange auf ihren Eingang warten lassen werden. Ein Modus für eine den Verhältnissen auch nur einigermaßen gerechtwerdende Streikschädendeckung läßt sich überhaupt für die Landwirtschaft schwer finden, viel schwerer als für die Industrie. Daß die für diese bestehenden Organisationen noch nicht zu der Bedeutung gelangt sind, die sie eigentlich verdienen, liegt wohl in erster Linie daran, daß leider noch nicht alle Arbeitgeber die Wichtigkeit, sich Deckung für die im Streik- oder Aussperrungsfalle entstehenden finanziellen Schäden zu schaffen, erkannt haben.

## Das „Recht" der Aussperrung.

Von Dr. Brunner, Dresden.

Die Aussperrung ist die dem Arbeitgeber im wirtschaftlichen Kampfe gegebene Waffe, mit der er, wie der Arbeitnehmer mit dem Streik, seinen Willen durchsetzen will. Wie der Streik das erprobte Kampfmittel der Arbeitnehmer zur Durchsetzung besserer Lohn- und Arbeitsbedingungen ist, kann auch die von den Arbeitgebern durchgeführte Aussperrung als Aggresivmaßnahme, beispielsweise zur Erzwingung einer Lohnherabsetzung, dienen. In der Regel tritt sie aber mehr als Abwehrwaffe in die Erscheinung, als äußerstes Machtmittel der Unternehmer, die streikenden Arbeiter durch Entlassung auch der Arbeitswilligen zum Nachgeben zu zwingen. Für die rechtliche Beurteilung der Aussperrung ist es gleichgültig, ob es sich dabei um eine Aggressiv- oder um eine Offensivmaßnahme handelt. Unwesentlich ist ferner, ob sie sich auf sämtliche Arbeitnehmer eines oder mehrerer Betriebe oder nur auf einen Teil eines Betriebes erstreckt. Um in letzterem Falle die Maßnahme aber nicht nur als Maßregelung erscheinen, sondern sie tatsächlich als Aussperrung erkennbar werden zu lassen, ist es notwendig, daß dabei eine größere Anzahl Arbeitnehmer betroffen wird. In der Regel wird sich die Aussperrung schon im Interesse ihrer Wirksamkeit auf die Betriebe einer ganzen Anzahl Arbeitgeber, meist auf alle in ein und derselben Branche erstrecken. Bei den Betrieben, die vom Arbeitskampf direkt nicht betroffen waren, spricht man dann von einer Sympathie-Aussperrung.

Inwieweit es ein „Recht" zur Aussperrung gibt, ist analog wie beim Streik in Wort und Schrift stark umstritten. Der § 152 der GO bestimmt, daß alle Verbote und Strafbestimmungen gegen Gewerbetreibende, Gewerbegehilfen, Gesellen oder Fabrikarbeiter wegen Verabredungen und Vereinbarungen zum Behufe der Erlangung besserer Lohn- und Arbeitsbedingungen, insbesondere mittels Einstellung der Arbeit oder Entlassung der Arbeitswilligen, aufgehoben sind. Streik und Aussperrung genießen außerdem den Schutz der Bestimmungen des § 159 der Reichsverfassung über die Koalitionsfreiheit. Soweit also durch diese gesetzlichen Bestimmungen Streiks und Aussperrungen als solche nicht verboten sind, kann von einem Streik- und Aussperrungs-„Recht", wenigstens in öffentlich-rechtlichem Sinne, gesprochen werden. Durch kein Gesetz kann die Aussperrung an sich unter Strafe gestellt, durch keine Behörde, weder Verwaltungs- noch Polizeibehörde, kann ihre Durchführung verhindert werden. Dieser öffentlich-rechtlichen Erlaubtheit gegenüber kann man von einer rechtlichen Zulässigkeit in bürgerlich- und straf-rechtlichem Sinne aber nur insofern reden, als die aussperrenden Arbeitgeber, genau wie die streikenden Arbeitnehmer, sich bei ihrem Kampfe einwandfreier und zulässiger Mittel bedienen, vor allem sich nicht des Vertragsbruches schuldig machen. Tun sie dies, so haben sie alle Folgen, die sich aus ihrer Handlungsweise ergeben, zu tragen. Sie können vor allem unter Umständen zum Ersatz des angerichteten Schadens verurteilt werden. So ist der Arbeitgeber nicht geschützt gegen Ansprüche der ausgesperrten Arbeitnehmer, soweit sich dieselben dadurch ergeben, daß die Aussperrung mit ihren Mitteln oder in ihrem Ziele gegen die guten Sitten verstoßen oder sich als eine unerlaubte Handlung dargestellt hat, mit anderen Worten, wenn es sich nicht um eine „rechtmäßige", sondern um eine „unrechtmäßige" Aussperrung gehandelt hat. Davon spricht man, je nachdem bei dem Versagen der Arbeitsgelegenheit durch den Arbeitgeber die Kündigungsfrist eingehalten worden ist oder nicht. In der Regel wird dabei noch zu berücksichtigen sein, ob nicht das Verhalten der ausgesperrten Arbeitnehmer dem Arbeitgeber ein Recht zur Aussperrung auch ohne Einhaltung der Kündigungsfrist gegeben hat. Wird bei der Aussperrung die vorgeschriebene Kündigungsfrist eingehalten, so stehen dem ausgesperrten Arbeitnehmer irgendwelche Rechte, etwa ein Anspruch auf Entschädigung, nicht zu. Nur wenn die Aussperrung sich als Vertragsbruch darstellt, können die Ausgesperrten einmal unter Heranziehung des § 615 bzw. 324 des BGB Lohn bis zu dem Termin fordern, an welchem die Kündigungsfrist abgelaufen wäre. Einen Lohnanspruch haben sie unbestrittenermaßen, abgesehen von der bereits erwähnten Nichtbeachtung der vertraglichen oder gesetzlichen Kündigungsfrist, auch dann, wenn trotz ausdrücklichen gesetzlichen Verbotes ausgesperrt wird. Verboten ist z. B. durch die Verordnung des Reichspräsidenten betreffend die Stillegung von Betrieben, welche die Bevölkerung mit Gas, Wasser und Elektrizität versorgen, vom 10. November 1920 die Aussperrung, die in den unter die Verordnung fallenden Betrieben erfolgt, bevor der zuständige Schlichtungsausschuß einen Schiedsspruch gefällt hat und wenn nicht seit der Verkündung des Schiedsspruches mindestens 3 Tage vergangen sind. Die Aussperrung ist hier auch dann verboten, wenn diese Voraussetzungen zwar erfüllt sind, aber das Reichsministerium des Innern auf Grund des § 2 der Verordnung zur Versorgung der Bevölkerung die Weiterführung des Betriebes angeordnet hat. Wird in solchen Fällen trotzdem ausgesperrt, so kann gegen die wider die Verordnung Verstoßenden mit Gefängnisstrafe oder mit Geldstrafe bis zu 50 000 M eingeschritten werden. Stellt die Aussperrung eine unerlaubte Handlung dar, so besteht für die Ausgesperrten ferner noch die Möglichkeit, auf Grund des § 826 BGB Schadenersatzklage aus unerlaubter Handlung anzustrengen. Dies Recht steht ihnen auch dann zu, wenn die Aussperrung gegen die guten Sitten verstößt. Dieser Fall ist nach der bisherigen Rechtsprechung beispielsweise dann anzunehmen, wenn die angewandten Mittel unsittlich sind oder wenn der dem Ausgesperrten erwachsende Nachteil dessen wirtschaftlichen Ruin herbeigeführt hat. Die Beschränkungen, wie sie die Demobilmachungsverordnung und das Betriebsrätegesetz in bezug auf die Entlassung von Arbeitnehmern vorsehen, treten im Falle der Aussperrung nicht ein. Der § 6 lit. b der Verordnung betreffend Maßnahmen gegenüber Betriebsabbrüchen und Stillegungen vom 8. November 1920 bestimmt beispielsweise ausdrücklich, daß die Bestimmungen dieser Verordnung keine Anwendung finden auf Betriebsstillegungen, die lediglich als Mittel in wirtschaftlichen Kämpfen zwischen Arbeitgebern und Arbeitnehmern verwandt werden, also bei Streiks und Aussperrungen. Auch die Bestimmungen der Verordnung über die Einstellung und Entlassung von Arbeitern und Angestellten während der Zeit der wirtschaftlichen Demobilmachung vom 12. II. 20 und die §§ 84 ff. BRG schaffen keine Hemmnisse für die Anwendung der Aussperrung. Ausdrücklich, wie bei der erwähnten Verordnung vom 8. November 1920, ist hier zwar diese Ausnahme nicht gemacht, es ist aber unbestritten, daß die Ausgesperrten den Schutz dieser gesetzlichen Bestimmung nicht genießen. Kann man doch dem Arbeitgeber nicht die Waffe nehmen, deren sich der Arbeitnehmer unumschränkt erfreut.

Die Leitung einer Aussperrung liegt heute in der Regel in der Hand der Arbeitgeberorganisation, über deren Bereich der Arbeitskampf sich erstreckt. Aber auch daß sie in der Hand eines einzelnen Arbeitgebers liegt, ist denkbar. Die strafrechtliche Verantwortlichkeit trifft aber grundsätzlich niemals eine Vereinigung als solche, sondern immer nur die bestimmte Einzelperson, die sich nach den allgemeinen strafrechtlichen Grundsätzen verfehlt hat.

Das Arbeitsverhältnis wird man auf Grund der Aussperrung dann ohne weiteres als gelöst betrachten können, wenn die Aussperrung mit Einhaltung der Kündigungsfrist erfolgt ist, der Arbeitgeber also die Beendigung des Arbeitsvertrages ausdrücklich ausgesprochen hat. Vielfach wird aber dem Arbeitnehmer lediglich die Beschäftigung entzogen, ohne daß zur Frage der Weiterdauer des Arbeitsverhältnisses ausdrücklich Stellung genommen wird. Der Ansicht, daß auch dann die Aussperrung eine Entlassung ohne jeden Vorbehalt bedeutet, kann nicht beigepflichtet werden. Bei objektiver Beurteilung ist vielmehr anzunehmen, daß der Arbeitgeber, wenn er keine ausdrückliche Erklärung abgibt, bei der Aussperrung des Willens ist, nach Ablauf einer bestimmten Zeit, bei Eintritt einer bestimmten Voraussetzung oder bei Erfüllung einer bestimmten Bedingung die Arbeit wieder aufnehmen zu lassen. Nach Beendigung des Kampfes wird in diesem Falle die Wiedereinstellung als Fortsetzung des alten Arbeitsverhältnisses gelten müssen. Um daher Streitigkeiten zu vermeiden, ist es für den Arbeitgeber immer empfehlenswert, klar und deutlich seiner Absicht, das Vertragsverhältnis ohne jede Einschränkung lösen zu wollen, Ausdruck zu geben. Für die nach Beendigung der Aussperrung wieder Eingestellten tritt dann ein neues Arbeitsverhältnis in Kraft, aus dem keinerlei aus dem alten Arbeitsverhältnis erworbene Rechte (in bezug auf Ferien usw.) hergeleitet werden können. In der Regel werden allerdings bei Beendigung des wirtschaftlichen Kampfes zwischen Arbeitgeber und Arbeitnehmer Vereinbarungen getroffen, die gerade diese Fragen regeln.

## Gastvorlesungen des Professor Rehbock in Schweden.

Schweden hat unter den neutralen Staaten immer ein besonderes Verständnis für die Lage Deutschlands gezeigt und seine Sympathie für das Deutschtum wiederholt zum Ausdruck gebracht. Es hat die Wertschätzung der deutschen Wissenschaft auch dadurch bewiesen, daß es in neuerer Zeit deutsche Gelehrte in größerer Zahl zu Vorträgen einlud. In den letzten Wochen sind in Schweden wiederholt Vorträge bekannter deutscher Gelehrter und Forscher abgehalten worden. So haben Geheimrat Seeberg und Exzellenz Harnack von der Universität Berlin sowie der Verteidiger Ostafrikas, General von Lettow-Vorbeck, in Stockholm und anderen schwedischen Städten unter lebhafter Anteilnahme gesprochen.

Von technischer Seite hat Geh. Oberbaurat Rehbock von der Karlsruher Hochschule anfangs März auf Einladung der Technischen Hochschule Stockholm an dieser eine Reihe von Gastvorlesungen vor einem Auditorium von Professoren, Ingenieuren und Studierenden über das wasserbauliche Versuchswesen und die im Karlsruher Flußbaulaboratorium ausgeführten Forschungen über den Wasserabfluß gehalten.

In Verbindung damit hat Professor Rehbock auch einige Vorträge in schwedisch-technischen Vereinen in Stockholm und Göteborg übernommen, die sich mit dem gleichen Stoff sowie mit der Frage „der Ausbildung des Bauingenieurs", den „Süddeutschen Speicherkraftwerken am Walchensee, an der Murg und im Schluchseegebiet" und mit den „Badischen Wasserkraftwerken" befaßten und durch die Vorführung von Lichtbildern belebt wurden. Das Interesse für diese Vorträge bewies der große Kreis der Teilnehmer und die bei den anschließenden festlichen Veranstaltungen gehaltenen Ansprachen, die außer dem Redner auch den deutschen Technischen Hochschulen und der deutschen Wissenschaft galten, welcher auch für die Zukunft eine führende Stelle gewünscht wurde.

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 25. Jan. 1923.

Kl. 5 b, Gr. 12. K 82 075. Heinrich Krämer, Liblar b. Köln. Verfahren zum Abbau von Kohle im Tagebau. 20. V. 22.

Kl. 19 a, Gr. 24. M 75 030. Walter Murmann, Hamborn. Schienenbefestigung für Kleinbahnen auf Holzschwellen. 2. IX. 21.

Kl. 20 i, Gr. 9. B 106 544. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Schleppweiche für Hängebahnen. 23. IX. 22.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 56 553. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schaltung für umsteuerbare Nebenschlußmotoren, insbesondere zur Bewegung von Eisenbahnweichen, Schranken o. dgl. 20. V. 21.

Kl. 20 i, Gr. 29. G 51 760. The General Electric Company, Ltd., London; Vertr.: Dr. B. Alexander-Katz, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Elektrische Signalvorrichtung für Eisenbahnen. 20. VIII. 20. Großbritannien 21. VIII. 19 u. 6. II. 20.

Kl. 65 a, Gr. 63. H 88 718. Hafa Maschinenbau A.-G., Düsseldorf. Fahrwasserboje für strömende Gewässer. 10. II. 22.

Kl. 84 a, Gr. 1. S 59 358. August Seboldt, Halle a. S., Blumentalstraße 13. Schiffahrtskanal. 27. III. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 86 921. Werner Heyn, Stettin, Grabower Str. 6 b. Durch Schwimmer gesteuerte Regelungsvorrichtung für Heber. 7. IX. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. Jan. 1923.

Kl. 20 i, Gr. 4. S 60 652. Johann Salzmann und Hermann Müller, Horstmar. Kletterweiche für Grubenbahnen. 16. VIII. 22.

Kl. 37 b, Gr. 4. O 10 801. Johann Eilert Orvin, Kristiania, Norwegen; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Tragbügel für Eiseneinlagen. 31. X. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. Febr. 1923.

Kl. 20 i, Gr. 35. R 56 065. James Bernard Regan, New York; Vertr.: A. Rohrbach, Pat.-Anw., Erfurt. Induktions-Zugkontrollsystem. 6. VI. 22.

Kl. 37 d, Gr. 32. S 49 005. Naamlooze Vennootschap „Ripperda" tot Exploitatie van Onderdeelen, Betreffende Het Bouwvak, Haarlem, Holl.; Vertr.: Dr. Georg Winterfeld, Berlin SW 61. Verfahren zum Verputzen von Zement-, Traßmörtel- und Betonflächen. 9. V. 17.

Kl. 65 b, Gr. 1. G 53 323. Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Hellinganlage mit Querschleppe. 12. III. 21.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 89 943. Dr.-Ing. Fritz Heyn, Stettin, Grabower Straße 6 b. Selbsttätig den U.-Spiegel regelnder Heber. 27. V. 22.

Kl. 85 e, Gr. 4. G 55 450. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beiertheimer Allee 70. Notauslaßkläranlage. 14. XII. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. Febr. 1923.

Kl. 5 a, Gr. 4. St 36 179. Josef Streda, Trutnow; Vertr.: A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren und Vorrichtung zur Befreiung von steckengebliebenen Bohrrohren. 29. IX. 22. Tschechoslowakei. 23. II. 22.

Kl. 5 b, Gr. 10. B 89 166. Rudolf Bartholomäus, Berlin, Frankfurter Allee 60. Verfahren zur Herstellung profilierter Bohrlöcher zum Sprengen von Gestein u. dgl. nach vorher bestimmten Sprengrichtungen. 15. IV. 19.

Kl. 20 g, Gr. 3. A 34 468. Allgemeine Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Einrichtung zum Umsetzen von Verladebrücken. 30. XI. 20.

Kl. 20 k, Gr. 9. St 35 966. Wilhelm Strunk, Horst-Emscher. Aus einem langgeschlitzten Steg bestehender Isolatorenhalter für die Oberleitung elektrischer Grubenbahnen. 15. VII. 22.

Kl. 84 d, Gr. 2. E 27 157. Friedrich Els, Kleinangezd u. Heinrich Loos, Teplitz-Schönau; Vertr.: Dr. B. Alexander-Katz u. F. Bornhagen, Pat.-Anwälte, Berlin SW 48. Baggerlöffel mit durch Zahnbogen bewegter Bodenklappe. 22. IX. 21.

Kl. 85 c, Gr. 6. I 21 745. Dr.-Ing. Karl Imhoff u. Heinrich Blunk, Essen, Ruhr, Zweigertstr. 57. Verfahren zur Heizung von Schlammfaulräumen. 13. VII. 21.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. Jan. 1923.

Kl. 19 a, Gr. 20. 371 241. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Rillenschiene mit umkehrbarer Zwangsschiene. 10. II. 21. K 76 274.

Kl. 19 a, Gr. 28. 371 242. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12 u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wannseebahn, Sophie-Charlotte-Str. 11. Gleisrückmaschine; Zus. z. Pat. 363 593. 4. VI. 22. K 82 236.

Kl. 20 g, Gr. 1. 371 154. Eduard Ruzicka, Prag-Smichow; Vertr.: Dipl.-Ing. Wassermann, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Drehscheibe mit durchgehenden Hauptträgern. 10. X. 21. R 54197.

Kl. 20 i, Gr. 15. 371 354. Adolf Zemann, Prag; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. Oppenheimer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Vorrichtung zur selbsttätigen Weichenverstellung. 7. IX. 22. Z 13 374. Tschechoslowakei 19. IX. 21.

Kl. 20 i, Gr. 37. 371 356. Ernest Augustin Payen, Epernay, Marne, Frankr.; Vertr.: A. Bauer, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Zugdeckungseinrichtung mit Streckenhindernissen nach Art der Blocksignalsysteme. 21. V. 22. P. 44 260.

Kl. 37 e, Gr. 13. 371 181. Berlin-Anhaltische Maschinenbau-Act.-Ges., Berlin. Betongebläse mit drehbarem Förderteller im Massebehälter. 18. VI. 21. B 100 217.

Kl. 80 a, Gr. 33. 371 224. Josef von Vaß, Kötzschenbroda. Verfahren zur Herstellung von Körpern kreisrunden Querschnitts, wie Rohre, aus Beton und anderen bildsamen Massen. 14. VIII. 18. V 14 289.

Kl. 84 a, Gr. 1. 371 132. Clas Kölln, Hamburg, Elmsbütteler Str. 45. Verfahren und Vorrichtung zum Austiefen von Flußläufen. 7. V. 21. K 77 495.

Kl. 84 a, Gr. 3. 371 133. Dr.-Ing. Fritz Heyn, Stettin, Grabower Straße 6 b. Selbsttätig auf hochliegende Wasserspiegel einstellbarer selbsttätiger Heber. 13. IX. 21. H 86 974.

Kl. 84 a. Gr. 3. 371 134. Dr.-Ing. Fritz Heyn, Stettin, Grabower Straße 6 b. Selbsttätige Heberanlage nach Pat. 156 796. 18. XII. 21. H 88 143.

Kl. 84 a, Gr. 3. 371 458. Johannes Heyn, Stettin, Grabower Str. 6 b. Nebeneinanderliegende, nacheinander anspringende Heber; Zus. z. Pat. 364 960. 15. X. 21. H 87 377.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. Febr. 1923.

Kl. 19 a, Gr. 22. 371 696. Valdemar Hansen u. Ludwig Schüller, Wien; Vertr.: C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Eisenbahnoberbau mit in Beton eingebetteten Schienenauflagerstühlen. 16. V. 20. H 81 014.

Kl. 20 a, Gr. 12. 371 546. Gesellschaft für Förderanlagen, Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Seilschwebebahn mit an Gehängekäfigen geförderten Grubenwagen. 16. IV. 22. G 56 362.

Kl. 20 a, Gr. 14. 371 547. Dipl.-Ing. Karl Laißle, Berlin-Friedenau, Ortrudstr. 4. Seiltragrolle für Seilbahnen. 5. V. 22. L 55 547.

Kl. 20 i, Gr. 8. 371 882. Bochumer Verein für Bergbau und Gußstahlfabrikation, Bochum. Zungenweiche. 11. V. 22. B 104 836.

Kl. 20 i, Gr. 9. 371 883. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock u. Georg Schönborn, Köln, Pantaleonswall 12. Weichensicherung für Elektrohängebahnen. 30. V. 22. P 44 309.

Kl. 20 i, Gr. 11. 371 884. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Elektrische Antriebe für Weichen und Signale. 11. VI. 22. O 13 087.

Kl. 37 b, Gr. 4. 371 637. Dr.-Ing. A. Jackson, Stuttgart, Seestr. 6. Bewehrungseisen. 9. VIII. 21. J 21 846.

Kl. 37 b, Gr. 5. 371 638. Dr.-Ing. A. Jackson, Stuttgart, Seestr. 6. Einrichtung zur Entlastung der Schraubenbolzen bei der Verbindung aufeinanderliegender Hölzer. 17. VII. 21. J 21 760.

Kl. 37 b, Gr. 5. 371 769. Rudolf Hensel, Weimar. Knotenpunktverbindung für Holzkonstruktionen. 14. VI. 21. H 85 802.

Kl. 37 e, Gr. 10. 371 707. Otto Arndt, Gumbinnen, Königstr. 12. Endlager für Schalungsgerüste zur Herstellung von Decken; Zus. z. Pat. 368 754. 4. VI. 19. A 31 873.

Kl. 42 c, Gr. 40. 371 906. Johann Liewald, Uzhorod, Tschechoslowakei; Vertr.: Dipl.-Ing. S. F. Fels, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Selbsttätiges registrierendes Instrument zum Messen von Wassertiefen, Wassergeschwindigkeiten und Durchflußmengen. 31. VIII. 21. L 53 874. Tschechoslowakei 8. II. 21.

Kl. 65 b, Gr. 2. 371 791. Max Müller, Hamburg, Trostbrücke 2. Schwimmdock. 16. VII. 22. M 78 409.

Kl. 84 c, Gr. 4. 371 585. Dr.-Ing. Friedrich Ritter von Merkl, Wien; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Druckluft- oder Dampframme. 17. VIII. 16. M 60 057. Österreich. 18. X. 15.

Kl. 85 c, Gr. 6. 371 586. Theodor Steen, Charlottenburg, Knesebeckstraße 77. Arbeitsverfahren beim Klären von Trüben in Klärteichen. 26. II. 19. St 31 753.

Kl. 85 d, Gr. 1. 371 743. Kurt Vongehr, Tilsit, Ostpr. Vorrichtung zur selbsttätigen Ablauftrennung von Regenwasser. 5. IV. 21. V 16 401.

# BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Grundzüge der ökonomischen Theorie. Von Emil Lederer. Verlag von Mohr, Tübingen 1922.

Der Heidelberger Professor, der weiteren Kreisen als Mitglied der Sozialisierungskommission bekannt wurde, offenbart auf den 184 Seiten dieser „Einführung" Scharfsinn, Kenntnis auch der Tatsachenwelt, die er begrifflich zu verarbeiten und zu vereinfachen sucht, Freude an logischer Begriffsklärung und Selbständigkeit. Zum Beispiel bei der Behandlung der Theorie des ehernen Lohngesetzes oder der Arbeitswerttheorie. Als Sozialist (Schüler von Marx) kommt er zum Ergebnis, daß die Betrachtung der Waren als Arbeitsgrößen im System des Monopolkapitalismus versagt; seine Selbständigkeit und sein Streben nach Wissenschaftlichkeit zeigt sich ferner — um auch hier nur ein Beispiel zu nennen — in dem Urteil, daß die bekannte Forderung, das gesamte Sozialprodukt den Arbeitern zufließen zu lassen, im Interesse der Unabhängigkeit theoretischer Forschung abzulehnen sei. „Die Zuteilung des gesamten Sozialprodukts an die Arbeiterschaft kann man theoretisch aus dem Wertgesetz nicht begründen, denn es könnte ja sein, daß die Abspaltung eines Teiles des Arbeitsproduktes und die Überführung an die Unternehmer die Vorbedingung für die ständige Möglichkeit einer Produktion auf höherer Stufenleiter ist". Diese und andere Erwägungen zeigen, daß theoretische Analyse und praktische Postulate grundsätzlich in verschiedenen Ebenen liegen — welche Anschauung aber von den Führern des theoretischen und praktischen Sozialismus bekanntlich nicht geteilt wird! Lederers Stärke liegt in der Analyse; seine Fähigkeiten scheinen mir in dem dritten Kapitel über die Arbeitswertlehre am deutlichsten in die Erscheinung zu treten, noch besser als in dem vierten über die Grenznutzentheorie. Jedoch müßten solche halbe Wahrheiten wie, daß, wer die Produktionsmittel organisiert, um Überschüsse zu erzielen, Unternehmer in Rücksicht hierauf genannt werde, oder die nicht immer deutliche Unterscheidung von Kapitalist und Unternehmer sollte klarer werden. Auch müßte der marxistischen Unklarheit, daß der Unternehmer die Arbeitskraft gleichsam pauschaliter kaufe, die auch Lederer bekannte Tatsache entgegengestellt werden, daß die Erlangung über die Verfügung oder die Nutzung der Arbeitskraft etwas ganz anderes ist als die Erlangung der Arbeitskraft selbst. Für die pädagogischen Zwecke einer „Einführung" empfiehlt sich nach meinem Dafürhalten auch deutlichere Unterscheidung von Produktionsfaktor und Produktionselementen. Aber in einer „Einführung" in die theoretischen Hauptfragen der Ökonomie müßten auch noch andere Fragen behandelt werden; eine Einführung in das Studium der Sozialwissenschaften ist das Buch nur in gewissem Sinne. Ob es diesen Zweck erfüllen kann, lasse ich bei Hervorhebung seiner theoretischen Leistung doch dahingestellt, deshalb, weil eine Darstellung, die im wesentlichen die Probleme auch der Nationalökonomie auf die Fragen der Wert- und Preislehre reduziert, mir als ein Rückschritt erscheint gegenüber Leistungen, wie die etwa von Philippovich, die bei aller klaren Herausarbeitung der Fragen der theoretischen Ökonomie von vornherein keinen Zweifel darüber lassen, daß die allgemeine Volkswirtschaftslehre als Teil der Sozialwissenschaften noch andere Probleme enthält und auch auf anderen Grundlagen als den von der abstrakten Ökonomik zu liefernden beruht. Ich gebe aber zu, daß es Taktfragen sind, ob über die gesellschaftliche Funktion des Unternehmers nicht mehr gerade den Anfängern zu sagen wäre, als das auf S. 97—99 Ausgeführte und ob die Andeutungen, daß die Analyse der Produktion und ihrer Verteilung zugleich eine soziale Gesamtansicht gibt, nicht besser von vornherein, zur Verbreitung sozialen Verständnisses, zu ausführlichen Darlegungen auszugestalten wären. Ich halte Lederer auch dieser Aufgabe durchaus gewachsen und hoffe, daß er bei der Neubearbeitung die elementaren Tatsachen des Wirtschaftslebens ebenfalls ausführlicher erörtert.

Gehrig.

Lehrbuch des Hochbaus. 3. bis 8. Auflage. Herausgegeben von Esselborn. I. Bd.: Grundbau, Steinkonstruktionen, Holzkonstruktionen, Eisenkonstruktionen, Eisenbetonkonstruktionen. Mit 2342 Abb. Verlag Wilhelm Engelmann, Leipzig 1922. Preis: Grundpreis 20,50 M.

Das Kapitel Grundbau, von einem Meister auf diesem Gebiet, von Dr.-Ing. L. Brennecke, bearbeitet, bringt in kurzer und mustergültiger Weise das wichtigste vom Baugrund, von der Einschließung, Abdämmung und Trockenlegung der Baugrube, behandelt anschließend die wichtigsten Fundierungsarten und die Hilfsmaschinen und Geräte zum Grundbau. Da die Bearbeitung sich vorwiegend auf die Anwendung der Fundierungskunst auf Hochbauten zu erstrecken hat, sind naturgemäß die schwierigen Fundierungen des Bauingenieurs nicht in den Kreis der Betrachtungen gezogen bzw. nur grundsätzlich behandelt.

Kapitel II, Steinkonstruktionen, ist von Prof. Kossmann-Karlsruhe bearbeitet. An eine kurze, aber eine gute Übersicht liefernde Behandlung der Baustoffe, bei der allerdings die gleichwertige Zusammenfassung von Traß und Bimssand als Mörtelzuschläge sehr befremdet, und in Zukunft noch manche Vervollständigungen (fugenlose Estriche, Gipsmörtel, Kunsttuffsteine, Asphaltplatten, Isolierungsmaterialien usw.) aufgenommen werden möchten, schließt sich der Abschnitt über Mauern, Wände, Pfeiler und Gewölbe, mit bestem Verständnis für die Bedürfnisse des Hochbaus und alles Wichtigen bearbeitet. Das Gleiche gilt von dem Abschnitt Steintreppen. Leider fehlen manche neuzeitlichen Bauweisen, namentlich solche unter Verwendung der Betonhohlsteine.

Die Holzkonstruktionen im dritten Kapitel bearbeitet Stadtbaurat Steinberger-Darmstadt. Auch hier wird zunächst dem Bauholz eine ausführliche, ebenso klare wie ausreichende Behandlung zuteil. Es folgen Holzverbindungen, Balkenlagen, Deckenschalung, Fußböden usw., Wände aus Holz, Fachwerkbauten, Holzdächer, Dachdeckungen, Treppen aus Holz, Türen, Tore, Fenster mit Zubehör. Besonders wertvoll ist der Abschnitt über Dächer. Zweckmäßig für eine Neuauflage möchte es sein, die neuzeitlichen Holzverbindungen (Ringdübel usw.) in einem Abschnitt vereint mit den hierzu notwendigen Festigkeitsberechnungen zu besprechen, am besten im Anschlusse an die normalen Holzverbindungen.

Kapitel IV, Verfasser Prof. Georg Rüth-Darmstadt, behandelt den Eisenhochbau. An die Besprechung des Materials, seine Formgebung und seine Formen schließen sich allgemeine Festigkeitserörterungen an in Anwendung und Bezug auf den Eisenbau. Hier könnte in Zukunft die Knickfrage neuzeitlicher bearbeitet werden (nach Möricke, Krohn und Ellerbeck). Es folgt der Abschnitt über Befestigungsteile. Hier nimmt wunder, daß noch mit den früheren Nietdurchmessern und Nietformen gearbeitet wird, die Normalniete also keine Berücksichtigung gefunden haben. Bei Behandlung der Knotenpunktbildung ist die Berechnung der Knotenbleche, vor allem aber der Hinweis auf die Notwendigkeit der Stoßdeckung in Zukunft erwünscht. Das Kapitel Gußeiserne Säulen erscheint bei der geringen Bedeutung dieser im neuzeitlichen Eisenbau überreich; hier hätte manches heute Veraltete fortfallen können. Gut und für den Hochbauer besonders zweckmäßig ist der Abschnitt Träger bearbeitet; nur können auch hier neuzeitlichere Auflagereinzelheiten zukünftig manche der dargestellten und weniger einwandfreien ersetzen. Ähnliches gilt von Einzelheiten und Gesamtanordnungen des Kapitels Dächer. Hier dürfte auch die Frage der Aufnahme des Schubes der Dachfläche durch die Trauf- oder Firstpfette und eine hierauf sich gründende wirtschaftliche Querschnittsbemessung der Pfetten für eine Neuauflage recht wertvoll sein.

Das letzte Kapitel (V), von Ziviling. R. Weder in Bautzen bearbeitet, behandelt die Eisenbetonkonstruktionen. Dieser Teil bringt in klarer Darstellung alle die Grundzüge, deren der Hochbauer bedarf, um die ihm zufallenden normalen Eisenbetonaufgaben zu lösen und führt ihn auch bestens in die Herstellung und Ausbildung der Konstruktion ein.

Alles in allem liegt hier ein Werk vor, das einem jeden, der sich mit Hochbauten befaßt, auch dem Bauingenieur, viel Wertvolles und Vorbildliches bringt und namentlich dem letzteren in die ihm immer etwas fremden Gebiete des Stein- und Holzbaus bestens einführt. Der eigentliche Hochbauer aber wird in gleichem Sinne aus allen Kapiteln wertvolle Belehrung und vielgestaltige Anregungen schöpfen.

M. F.

Darstellende Geometrie. 1. Teil. Von Prof. Dr. Marcel Großmann. 2. Aufl. B. G. Teubner, Leipzig u. Berlin 1922. (Sammlung Teubners Technische Leitfäden Nr. 2.)

Das vorliegende Bändchen „Darstellende Geometrie I" ist die 2. Auflage von des Verfassers „Elemente der Darstellenden Geometrie" aus der Sammlung von Teubners Technischen Leitfäden und erscheint in dieser Form ohne wesentliche Änderungen. Auswahl und Darstellung des Stoffes (Normalprojektion auf eine Ebene, zugeordnete Normalprojektion, Körper mit ebenen Flächen, einfache Körper mit krummen Flächen) sind hier mehr von rein theoretischen Gesichtspunkten aus vorgenommen worden, und das Buch wird deshalb demjenigen zu empfehlen sein, der nach dieser Richtung hin einer leicht faßlichen Einführung in das Gebiet der Darstellenden Geometrie bedarf.

Dr.-Ing. Otto Israel.

Profilzusammenstellung für leichte und schwere Eisenbahn-Oberbaustoffe. Stahlwerks-Verband A.-G., Düsseldorf 1922.

Die vom Stahlwerks-Verband am Ende des Jahres 1922 herausgegebenen, nunmehr vollständig vorliegenden 10 Hefte über Eisenbahnoberbau (vgl. Zusammenstellung im Bauingenieur 1922, Heft 24, S. 766) erfüllen ein dringendes Bedürfnis, da sie eine äußerst erwünschte übersichtliche Profilzusammenstellung aller von den deutschen Stahlwerken hergestellten Oberbau-Erzeugnisse enthalten. In handlicher tabellarischer Form werden für jedes Walzprofil klare Querschnittsskizzen mit eingehenden Angaben über die hauptsächlichsten Abmessungen, Gewichte, Trägheits- und Widerstandsmomente vereinigt und die das Profil walzenden Werke bezeichnet, so daß eine abgeschlossene Übersicht über die gesamten deutschen Erzeugnisse auf diesem wirtschaftlich so wichtigen Gebiet gewonnen wird. Bei Betrachtung der zahlreichen Profile — von den Breitfußschienen sind allein weit über 600 verschiedene Formen aufgeführt —, kann indessen, bei allem berechtigten Stolze auf die große Leistungs- und Anpassungsfähigkeit der deutschen Stahlwerke, doch der Wunsch nicht unterdrückt werden, daß die bisherige Vielgestaltigkeit der Schienenprofile und ihres Zubehörs, wie sie die Hefte des Stahlwerks-Verbandes er-

neut bekunden, baldmöglichst verringert werden möchte und den Normungsbestrebungen im Oberbau ein durchschlagender Erfolg beschieden sein möge. Lucas.

Handbuch der Reichs-, Privat- und Kleinbahnen, verbunden mit einem Verzeichnis der Eisenbahn-Neu-, Um- und Ergänzungsbauten. Verlag technischer Zeitschriften, Berlin W 57, H. Apitz, Mansteinstr. 7.

Das vorliegende Handbuch gibt im ersten Teil eine auf Grund von Angaben der Verwaltung aufgestellte Übersicht der Verwaltungsbehörden der Deutschen Reichsbahn und ihrer Geschäftsbezirke. In klarer Zusammenstellung sind hierbei die Dienststellen vom Reichsverkehrsministerium bis zu den einzelnen Ämtern mit ihren unterstellten Abteilungen unter Angabe der Anschrift aufgeführt und die Namen der zuständigen Beamten beigefügt. Die übrigen Teile behandeln in gleicher Weise die deutschen Privateisenbahnen und nebenbahnähnlichen Kleinbahnen, und in einer weiteren Übersicht werden die wichtigeren außerdeutschen Staats- und Privatbahnen angeführt. Ein besonderer Abschnitt enthält Winke für den Geschäftsverkehr mit den Eisenbahnbehörden und Eisenbahndienststellen, wobei besonders auf die Geschäftsbereiche der Vorstände der Betriebs- und Verkehrsämter hingewiesen wird. Den Schluß bildet eine nach Direktionen geordnete Zusammenstellung der Neu-, Um- und Ergänzungsbauten der Reichsbahn unter Anführung der hierfür ausgeworfenen Bausummen. Nach der Vorbemerkung der Herausgeber ist das Handbuch dem Gebrauch bei den Eisenbahnbehörden empfohlen und soll den Beamten, besonders den Dienstanfängern, ein Hilfsmittel bieten, sich über den Behördenaufbau und die Abgrenzung der Verwaltungsbezirke zu unterrichten. Aber auch der Geschäftswelt soll es den Verkehr und Schriftwechsel mit den Eisenbahnbehörden erleichtern.

Diese Zwecke wird das Buch infolge seiner übersichtlichen Ausstattung sicher erfüllen. Allerdings ist nicht unerwähnt zu lassen, daß die Neuorganisation der Eisenbahnverwaltung noch nicht abgeschlossen ist und daher voraussichtlich Änderungen in der Bezeichnung der Dienststellen und des Umfanges ihrer Geschäftsbereiche unvermeidbar sein werden, die einem Teil des reichen Buchinhaltes nur einen beschränkten Zeitwert verleihen. Lucas.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft E. Widerstandsfähigkeit der Druckzone von Eisenbetonkörpern, welche auf Biegung beansprucht sind. Von Otto Graf. Grundzahl, geh. 1 M, × Umrechnungsschlüssel.

Graf gibt im vorliegenden Falle eine wertvolle, kurze und übersichtliche Zusammenfassung der Versuche, welche über das in der Überschrift genannte Gebiet, vorwiegend für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton, in den Jahren 1904—21 in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart ausgeführt worden sind. Soweit notwendig, sind aber auch andere Versuche herangezogen. Zur Beurteilung dienen: a) die Druckanstrengungen unter zulässigen Belastungen und darüber hinaus, wobei die wirklichen Spannungen, aus Messungen abgeleitet, mit den rechnerisch ermittelten verglichen werden; b) die Druckfestigkeit des Betons im Balken, beim Beginn der Zerstörung in der Druckzone sowie die Druckfestigkeit bei exzentrisch belasteten Körpern; c) die Mitwirkung der Platte und die sie unterstützenden Mittel; d) der Einfluß der Eiseneinlagen in der Druckzone der Verbundbalken und bei exzentrisch belasteten Verbundkörpern. Dieser Einteilung folgt auch die Zusammenstellung und Überarbeitung von Graf.

Gleich den bereits bekannten, anderen gleichartigen Zusammenfassungen des Verfassers wird auch die vorliegende sich in allen Fachkreisen bester Aufnahme erfreuen und wie die vorangegangenen Hefte weiter dazu beitragen, die Kenntnis der Ergebnisse der Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton in alle Fachkreise zu tragen. M. F.

Die Methoden des Flußbaues. Von Dr.-Ing. Erwin Marquardt, Bauamtmann im Württ. Ministerium des Innern. Mit 14 Textabbildungen. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis Grundzahl geh. = 2,8.

Unsere beispiellose wirtschaftliche Notlage erfordert gebieterisch, bei den aus öffentlichen Mitteln zu bestreitenden Flußbauten äußerste Sparsamkeit walten zu lassen. Da ist das vorliegende Werk, das in knappster, aber dabei erschöpfender Weise den bisherigen Werdegang des Ausbaues unserer Stürme darlegt und die verschiedenen Bauweisen kritisch behandelt, mit besonderem Dank zu begrüßen. Wir kennen keine Schrift, die bei einem so kleinen Umfang — 72 Seiten — eine gleich umfassende Übersicht über die vorhandene überaus reiche und vielseitige Literatur auf dem Gebiete des Flußbaues bringt. Von besonderem Wert ist der ausführliche und zuverlässige Quellennachweis, der dem mit flußbaulichen Aufgaben betrauten Fachmann das Zurateziehen der Sonderliteratur wesentlich erleichtern wird. Fast durchweg zeigt der Verfasser ein gesundes, selbständiges Urteil. Die vortrefflich ausgestattete Schrift sei allen Beteiligten auf das wärmste empfohlen. H. Engels.

Unternehmer-Taschenbuch. Herausgegeben durch ein Kollegium von Unternehmern, leitenden Angestellten, Volkswirten, Praktikern, Wissenschaftlern aller Handels-, Industrie- und Gewerbezweige. Stuttgart 1922. Verlag für Wirtschaft und Verkehr. 768 Seiten 9 × 15 cm und ein Zahlenanhang von etwa 150 Seiten. In biegsamem Ganzleinenband. Preis bei Erscheinen September 1922 400 M einschließlich aller Zuschläge.

Dieses mit außerordentlichem Geschick zusammengestellte Taschenbuch ist ein Sammelwerk für jeden Unternehmer, Betriebsleiter und Angestellten in leitender Stellung, der sich in Wirtschafts-, Rechts- und Arbeiterfragen eine Auskunft einholen will. Unter den Verfassern der einzelnen Teile befinden sich bekannte Professoren von Universitäten und Handelshochschulen, Vorstände von Handelskammern, ein Reichstagsmitglied und andere führende Persönlichkeiten. Dadurch ist eine Gewähr für exakte und dem neuesten Stand der Wirtschaft und Forschung entsprechende Darstellung gegeben.

Das Buch ist in 11 Hauptteile gegliedert: Wirtschaftliche Zusammenschlüsse; Behörden-Organisationen; Arbeiter- und Angestelltenrecht; Sozialversicherung, Soziale Fürsorge; Privatversicherung; Kaufmännisches Recht; Verkehrswesen; Privat- und Volkswirtschaft; Geld, Valuta, Bank, Börse; Ein- und Ausfuhr; Zollwesen; Reichssteuern.

Die Berechtigung des Buches liegt darin, daß durch den Krieg, die Revolution und den Friedensvertrag im Wirtschafts- und Rechtsleben so wesentliche Veränderungen eingetreten sind, daß Gedächtnis und Erfahrung nicht mehr zur Entscheidung sehr vieler Fragen, die in Sitzungen und Verhandlungen an Unternehmer, Betriebsleiter u. dgl. herantreten, ausreichen, und daß ein so handliches, aber doch so überaus reichhaltiges Nachschlagebuch dem Bedürfnis, sich in kürzester Zeit über den jetzigen Stand der betr. Fragen zu unterrichten, am meisten entspricht.

Ein wesentlicher Vorteil liegt in einem guten Schlagwörterverzeichnis und vor allem in dem auswechselbaren Zahlenanhang, der alle diejenigen Zahlen und Fragen enthält, die erfahrungsgemäß einem steten Wechsel unterliegen. Die zweite Ausgabe des Anhangs entspricht dem Stande vom 1. Oktober, die dritte dem vom 15. Dezember 1922. Auf diese Weise ist einem Veralten des Werkes vorgebeugt und das Buch bleibt stets auf dem Laufenden. Zur Verbreitung dieses kleinen Lexikons in weiteste Kreise dürften vor allem der außerordentlich niedrige Preis und das bequeme Taschenformat beitragen. Leh.

E. Grimsehl, Lehrbuch der Physik. Zum Gebrauch beim Unterricht, bei akademischen Vorlesungen und zum Selbststudium. II. Band. Magnetismus und Elektrizität. 5. vermehrte und verbesserte Auflage. B. G. Teubner, Leipzig-Berlin 1923.

Einer besonderen Empfehlung bedarf das bekannte hervorragende Werk nicht. Wohl aber darf auf den Gewinn hingewiesen werden, den gerade dieser Band durch die rührige Arbeit des seit Grimsehls Tode auf dem Felde der Ehre so pietätvoll tätigen Herausgebers W. Hillers wiederum erfahren hat. Fragen der physikalischen Weltanschauung und die Diskussion über sie haben in letzter Zeit die Nation gelegentlich mehr und breiter beschäftigt, als man nach den tiefgehenden Schwierigkeiten, die sie ihrer Natur nach bieten, hätte erwarten mögen. Es sind dabei in Nichtphysikerkreisen Erregungen ausgelöst worden, die entbehrlich waren und die im letzten Grund herrührten aus Unklarheit über die eigentlichen Wurzeln und namentlich auch über die historische Entwicklung der Relativitätstheorie. Auch die besten und bestgemeinten Versuche, in üblich populärer Weise dem allgemeinen Verständnis zu Hilfe zu kommen, haben, soweit ich sie kennen gelernt habe, nicht wirklich helfen können, mehrfach scheinen sie mir nur geeignet, skeptisch gegen die neue Auffassung zu stimmen. Aber eine Stellungnahme zu dieser ist nicht nur für den Naturwissenschaftler, sondern ganz ebenso auch für den Ingenieur zur unabweisbaren Notwendigkeit geworden. Da wird es denn nun in der Tat ein großes Verdienst dieses Werkes bleiben, daß es, die Darstellung der Ergebnisse der gesamten physikalischen Forschung bis auf die letzte Gegenwart führend, gerade die Wurzeln der Relativitätstheorie und die innere Notwendigkeit ihres Auftretens in, wie ich glaube sagen zu dürfen, meisterhafter Weise klargelegt hat. Jeder, der physikalisch und mathematisch denken kann, wird hier einen klaren Einblick in die in Rede stehenden Fragen erhalten, auch wenn er sich bisher ihnen ganz ferngehalten haben sollte.

Dies erreicht zu haben darf aber wohl als ein sehr wesentliches Verdienst dieses Werks und seines Herausgebers eingeschätzt werden, denn es handelt sich dabei doch um Fragen, deren Bedeutung weit über Studierstube und Laboratorium hinausgreift, deren umfassende Bedeutung von der Allgemeinheit ganz richtig instinktiv geahnt worden ist, wenn sie auch freilich nicht zur Erledigung der Sache, zur Fällung des Urteils berufen war.

Es sind aber nicht nur die letzten Kapitel des Buches, auf die ich so besonders nachdrücklich hinweisen möchte. Durch das ganze Werk zieht sich erfolgreich das Bemühen, den letzten Stand unseres Wissens klar, exakt und vollständig darzustellen. Der Herausgeber hat den Manen des heimgegangenen Freundes ein wertvolles Denkmal geschaffen. Jungen und alten Ingenieuren wird gerade dieser Band in seiner neuen Gestalt wieder ein unentbehrlicher Bestandteil ihrer Bücherei sein. Gravelius.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstr. 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang 30. April 1923 Heft 8


## UNTERSUCHUNGEN UND ERFAHRUNGEN ÜBER DIE WASSERDURCHLÄSSIGKEIT VON MÖRTEL UND BETON.

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.)


*Von Otto Graf, Stuttgart.*



***Übersicht.*** Bedeutung der Stampffugen. Wahl der Abmessungen der Versuchskörper mit Rücksicht auf die Übertragung der Ergebnisse auf praktische Verhältnisse. Einfache Versuchseinrichtung, derart angeordnet, daß der Wasserdruck unmittelbar, und zwar in der Regel auf eine horizontale Fläche von oben wirkt; außer der Druckfläche sind alle Flächen zur Beobachtung und Messung der Wasserdurchlässigkeit leicht zugänglich. Wesentlicher Einfluß der Behandlung des Mörtels und Betons sowie des Zement-Kalk-Traßmörtels. Abhängigkeit der Wasserdurchlässigkeit des Betons vom Alter desselben, vom Zement, vom Wasserzusatz usf. Bemerkungen über Anstriche.


### A. Allgemeines.

Die im folgenden mitgeteilten Versuchsergebnisse sind kennzeichnende Beispiele aus Untersuchungen, welche in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart während der letzten 2 Jahrzehnte, in der Regel nach Vorschlägen des Verfassers, ausgeführt worden sind.

Die Versuchskörper waren Platten, die liegend oder stehend in einem Arbeitsgang hergestellt worden sind. Hierzu sei folgendes bemerkt. Wenn an großen Bauwerken (Mauern, Behälterwänden, Brücken usw.) wasserdurchlässige Stellen auftreten, so erscheinen sie vorzugsweise an den Stampfflächen des Betons und namentlich an Stellen, bei denen eine längere Arbeitsunterbrechung stattgefunden hat. Abb. 1 zeigt als Beispiel die untere Fläche zweier nebeneinander liegender Bogen einer großen Eisenbahnbrücke aus Stampfbeton. An den Stellen, welche wasserdurchlässig waren, sind Kalkhydrate ausgetreten, die nach Zutritt der Luft zu den in Abb. 1 ersichtlichen weißen Ablagerungen führten. Das Bild zeigt weiter, daß ein großer Teil der durchlässigen Stellen bei den Stampffugen a, b, c, d und e liegt, an denen während der Erstellung eine Unterbrechung stattgefunden hatte.

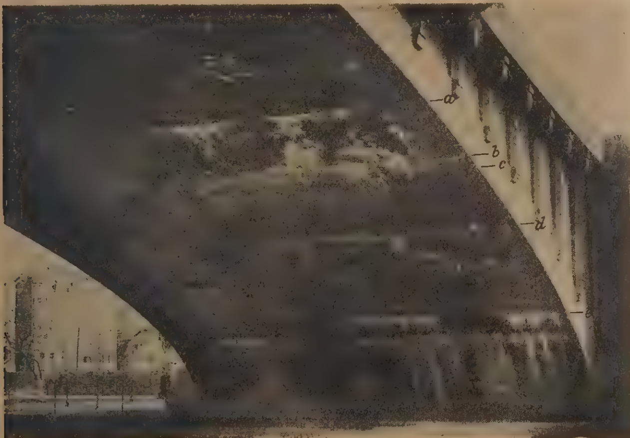



Abb. 1.

Ähnliche Beobachtungen sind bei Beton- und Eisenbetonrohren gemacht worden.

Aus diesen Beispielen erhellt, daß es zweckmäßig ist, bei Bauten, welche unter bestimmten Verhältnissen wasserundurchlässig bleiben sollen, von Fall zu Fall zu erwägen, ob und welche Maßnahmen zur Milderung der Mängel der Stampffugen zu treffen sind, namentlich wenn die Druckrichtung des Wassers parallel oder nur wenig geneigt zur Stampfrichtung liegt. In diesen Erwägungen wird u. a. zu entscheiden sein, ob Stampfbeton oder Beton mit größerem Wasserzusatz, sei es als weicher Beton oder Gußbeton, anzuwenden sind.

Beton, für welchen auf dem Wege der Überlegung oder auf Grund der Erfahrung zu erwarten war, daß er die jeweils verlangte Widerstandsfähigkeit gegen Wasserdruck nicht liefert, ist in der Regel nicht untersucht worden. Im allgemeinen wurden in bezug auf die Zusammensetzung des Betons die Feststellungen berücksichtigt, welche hinsichtlich des Einflusses auf die Druckfestigkeit vorliegen.

### B. Größe der Versuchskörper. Versuchseinrichtung.

Die Abmessungen der Versuchskörper müssen so groß gewählt werden, daß die ermittelten Zahlen mit genügender Sicherheit für die Anwendung im Bauwerk brauchbar werden[1]). Gemäß diesem Erfahrungssatz, der hier ganz besondere Beachtung verdient[2]), sind in der Regel plattenförmige Versuchskörper gewählt worden, deren Stärke den Abmessungen entsprach oder nahe kam, die bei dem Bauwerk zur Ausführung vorgesehen waren, für welches die Versuche in erster Linie dienen sollten.

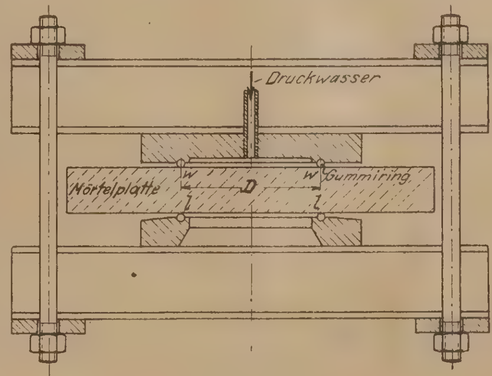



Abb. 2.

In der Regel wurden gewählt:

1. quadratische Platten von 2 bis rd 5 cm Dicke und rd 20 bis 50 cm Kantenlänge für Mörtel,
2. quadratische Platten von mindestens 6 cm Stärke und 50 cm Kantenlänge für Beton.

Die Belastung erfolgte meist auf kreisrunden Flächen von 10 bis 25 cm Durchmesser.

Die Versuchseinrichtung für kleine Platten aus Mörtel und Betonplatten bis etwa 10 cm Stärke unter Drücken bis rd 10 at ist in Abb. 2 dargestellt[3]). Der Wasserdruck wirkt auf der Kreisfläche w, w; die nichtbelasteten Flächen, vor allem die unter der Druckfläche liegende Fläche l, l sind für die Beobachtung gut zugänglich.

Die Einrichtung zur Prüfung von Betonplatten unter Belastungen bis 20 at Wasserdruck ist ganz ähnlich gebaut;

[1]) Vgl. C. Bach, Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 1895, S. 489.

[2]) Vgl. Graf, Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, die Zugfestigkeit des unbewehrten und bewehrten Betons, Stuttgart 1921, Seite III und IV.

[3]) Da in der Regel drei oder mehr gleiche Versuchskörper zu prüfen sind, werden gleichzeitig drei oder mehr Einrichtungen an eine gemeinsame Druckleitung angeschlossen.

sie findet sich in Heft 43 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, S. 37 dargestellt[4]). Beton, welcher sehr hohen Wasserdrücken standhalten soll, wird gemäß Abb. 3 geprüft; diese

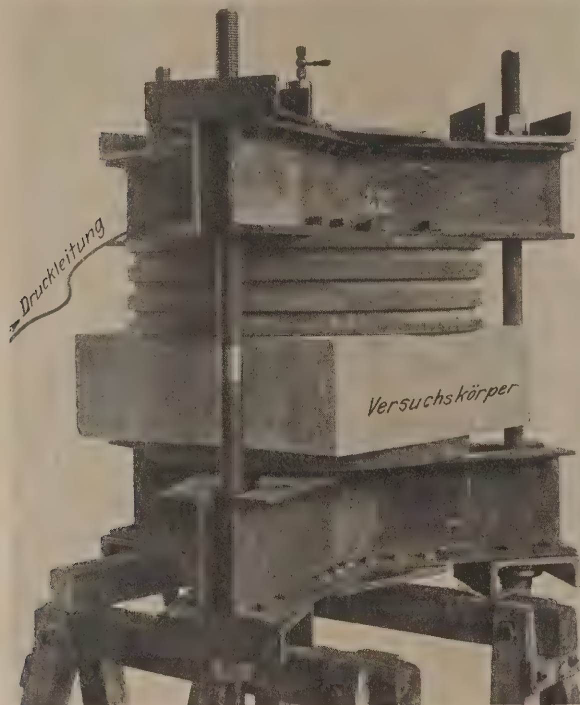



Abb. 3.

Einrichtung ist größtenteils unter Verwendung vorhandener Maschinenteile für Dauerversuche, welche sich bis 70 at Wasserdruck erstreckten, gebaut und verwendet worden.

Hinsichtlich der Durchführung der Versuche hat es sich der Natur der Sache entsprechend von vornherein als nötig erwiesen, den Wasserdruck auf jeder Belastungsstufe möglichst lange wirken zu lassen. Soweit der Antragsteller nicht ausdrücklich Abweichungen verlangte, wirkte der Druck auf jeder Stufe rd 24 Stunden oder länger.

## C. Versuchsergebnisse.

1. Einfluß der Behandlung der Probekörper.

Bei Wasserbehältern aus Beton und bei Betonrohren ist nicht selten zu beobachten, daß Wasserdurchgang, welcher nach dem Füllen der Behälter mit Wasser auftritt, im Laufe der Zeit allmählich geringer wird, in manchen Fällen ganz aufhört. Die Zusammensetzung des Betons, namentlich der Zementgehalt und die Herkunft des Zements, also die Zusammensetzung desselben, namentlich aber die vorherige Benandlung des Betons oder Mörtels, erwiesen sich dabei von Einfluß. Diese Beobachtungen besagen, daß es zweckmäßig ist, Mörtel und Beton, welcher unter bestimmten Verhältnissen wasserundurchlässig werden soll, nach der Herstellung, wenn irgend möglich, bis zur Ingebrauchnahme des Bauwerks feucht zu halten. Auch mit Rücksicht auf die Raumänderungen, welche bei wechselndem Feuchtigkeitsgehalt des Betons auftreten, ist diese Behandlung angezeigt, wie früher ausführlich zu erörtern war[5]).

a) Quadratische Platten von rd 2,5 cm Höhe und rd 25 cm Kantenlänge aus weich angemachtem Mörtel von 1 Raumteil Portlandzement[6]), 0,7 Raumteilen Sackkalk, 1 Raumteil rheinischem Traß, 6,1 Raumteilen Sand (0 bis 7 mm) und 19,0 Gewichtsprozenten Wasser[7]).

α) Drei während 4 Monaten trocken gelagerte Platten „28“ bis „30“.

Im Alter von 28 Tagen erfolgte erstmals Belastung mit 60 cm Wassersäule. Nach ½ Stunde waren die unteren Flächen der 3 Platten matt feucht, nach 1½ Stunden glänzend feucht. Nach 4 Stunden hingen an allen Platten kleine Wassertropfen, die sich allmählich vergrößerten. Nach 6 Stunden fielen einzelne Tropfen ab.

Nach weiteren 3 Monaten, also im Alter von 4 Monaten, wurde die Prüfung wiederholt. Die Durchlässigkeit der drei Platten hatte sich nicht vermindert. Hierauf sind die Platten unter Wasser aufbewahrt worden. Nach 14 Tagen fand die dritte Prüfung statt; auch jetzt erwies sich die Durchlässigkeit der Platten gegenüber der ersten Prüfung nicht deutlich geändert.

Nachdem die Platten insgesamt 70 Tage im Wasser gelagert hatten, wurde die vierte Prüfung vorgenommen. Auch jetzt hatte sich die Durchlässigkeit nicht bedeutend vermindert. Unter 90 cm Wassersäule waren die Platten nach 1 Stunde unten mattfeucht; an der Platte 30 hingen nach 4 Stunden 4 Wassertropfen; an der Platte 29 wurden die ersten Tropfen nach 24 Stunden, an der Platte 28 nach 31 Stunden festgestellt.

β) Drei dauernd feucht gelagerte Platten „25“ bis „27“.

(2 Tage unter feuchten Säcken, dann im Wasser).

Die Prüfung begann im Alter von 28 Tagen. Unter dem Wasserdruck $p = 60$ cm, 0,5, 1, 2, 3, 4, 6 und 8 at, der je mindestens 4 Stunden wirkte, war kein Wasserdurchgang erfolgt.

Der Vergleich der unter α und β mitgeteilten Beobachtungen zeigt den großen Einfluß der Behandlung des Mörtels auf dessen Wasserdurchlässigkeit. Die dauernd feucht gehaltenen Platten „25 bis“ „27“ erwiesen sich bereits im Alter von rund 4 Wochen gegen hohen Wasserdruck undurchlässig, während die trocken gelagerten Platten „28“ bis „30“ nach 4 Wochen schon bei 60 cm Wasserdruck durchlässig waren; die Durchlässigkeit der Platten „28“ bis „30“ hat sich durch nachträgliche Wasserlagerung (während 70 Tagen) nicht erheblich vermindert.

Es erscheint hiernach wesentlich, daß Zement-Kalk-Traßmörtel, welche wasserundurchlässig werden sollen, während der ersten Wochen nach der Herstellung möglichst feucht gehalten werden.

b) Quadratische Platten von rd 6 cm Höhe und rd 50 cm Kantenlänge aus weich angemachtem Beton von 1 Raumteil Portlandzement „L“, 2 Raumteilen Beihinger Sand (0 bis 7 mm), 3 Raumteilen Beihinger Kies (7 bis 20 mm) und 9,5 Gewichtsprozenten Wasser.

α) Platten „70“ bis „72“, zwei Tage unter feuchten Tüchern, dann bis zur 1. Prüfung im Alter von 36 Tagen trocken gelagert; nach der 1. Prüfung unter Wasser aufbewahrt.

Unter $p = 90$ cm Wasserdruck wurden die unteren Flächen der 36 Tage alten Platten mattfeucht, bei 2 Platten entstanden glänzend feuchte Stellen. Unter $p = 0{,}5$ at erschienen an allen 3 Platten innerhalb einer Stunde zahlreiche Wasserperlen und Tropfen.

Bei der 2. Prüfung im Alter von 75 Tagen, nachdem die bis zur 1. Prüfung trocken aufbewahrten Platten 35 Tage unter Wasser gelegen hatten, fand sich folgendes. Die Platten zeigten

---

4) Diese Einrichtung stammt aus einer älteren Vorrichtung, welche Herr Prof. R. Baumann entworfen hat.

5) Vgl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, 1. Band, S. 74 ff., namentlich S. 81 ff.

6) Druckfestigkeit des Mörtels aus 1 Gewichtsteil Zement und 3 Gewichtsteilen Normalsand (Normenfestigkeit) nach 28 Tagen kombinierter Lagerung 369 kg/cm².

7) Druckfestigkeit nach 28 Tagen Wasserlagerung (die ersten 3 Tage unter feuchten Tüchern) 34 kg/cm², nach 3 Monaten 58 kg/cm; die Zugfestigkeit fand sich zu 8,9 bzw. 16,6 kg/cm².

Zusammenstellung 1.

Dauernd feucht gelagerte quadratische Platten von 6 cm Höhe und 50 cm Kantenlänge aus weich angemachtem Beton von 1 Raumteil Zement, 2 Raumteilen Beihinger Sand (0 bis 7 mm) und 3 Raumteilen Beihinger Feinkies (7 bis 25 mm).

| 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|
| Platten „46" bis „48"<br>mit Zement „Bl" | Platten „58" bis „60"<br>mit Zement „Bu" | Platten „61" bis „63" mit Zement „Tu" | Platten „73" bis „75"<br>mit Zement „L" |
| | Normenfestigkeit der Zemente (kombinierte Lagerung): | | |
| 332 kg/cm² | 414 kg/cm² | 340 kg/cm² | 401 kg/cm² |
| a) 1. Prüfung, beginnend im Alter von 28 Tagen.<br>p = 90 cm: Kein Wasserdurchgang.<br>p = 1 at: Feuchte Flecke nach rd 3 Stunden, später zahlreiche Wassertropfen.<br>b) 2. Prüfung im Alter von 3 Monaten.<br>p = 90 cm, p = 1 at, p = 2 at, p = 4 at, p = 6 at, p = 7,5 at: Kein Wasserdurchgang während je 24 Stunden; nur bei Platte „48" unter p = 7,5 at kleiner feuchter Fleck. | 1. Prüfung, beginnend im Alter von 35 Tagen.<br>p = 90 cm, p = 1 at, p = 2 at, p = 4 at, p = 6 at, p = 7,5 at: Kein Wasserdurchgang während je 24 Stunden. | a) 1. Prüfung, beginnend im Alter von 45 Tagen.<br>p = 90 cm: Kein Wasserdurchgang.<br>p = 1 at: Nach 30 bzw. 40 bzw. 240 Minuten feuchte Stellen; nach 40 bzw. 45 bzw. 250 Minuten erste Wassertropfen. Nach 11 Stunden hängen an der unteren Fläche der Platte „61" „62" „63"<br>20 4 2 Tropfen.<br>In weiteren 14 Stunden keine wesentliche Änderung. | a) 1. Prüfung, beginnend im Alter von 28 Tagen.<br>p = 90 cm, p = 1 at, p = 2 at, p = 4 at, p = 6 at, p = 7,5 at: Kein Wasserdurchgang während je 24 Stunden (unter p = 4 at während 48 Stunden). |

| b) 2. Prüfung im Alter von 2½ Monaten. | c) 3. Prüfung im Alter von 7½ Monaten. |
|---|---|
| p = 90 cm: Kein Wasserdurchgang.<br>p = 1 at: Kleiner feuchter Fleck an Platte „61".<br>p = 2 at: Zwei kleine feuchte Flecke an Platte „61".<br>p = 3 at: Neue Flecke an Platte „61"; nach 3 Stunden 2 Tropfen, nach 24 Stunden 15 Tropfen an Platte „61".<br>p = 4 at: Keine deutliche Änderung an Platte „61"; Platten „62" und „63" kein Durchgang.<br>p = 6 at: Nach 3 Stunden erscheinen die ersten feuchten Flecke an den Platten „62" und „63". Nach 24 Stunden hängen an Platte „61" „62" „63"<br>viele 0 3 Tropfen. | p = 1 at: Während 24 Stunden kein Durchgang.<br>p = 2 at: Nach 24 Stunden an Platte „61" zwei feuchte Stellen und 4 große Tropfen.<br>p = 3 at: Nach 24 Stunden keine erhebliche Änderung.<br>p = 5 at: Nach 72 Stunden untere Fläche der Platte „61" glänzend feucht mit 15 hängenden Tropfen.<br>p = 7,5 at: Platte „61" glänzend feucht, mit vielen Tropfen behangen; Platten „62" und „63" lassen keinen Wasserdurchgang erkennen. |

unter p = 90 cm und p = 0,5 at keinerlei Wasserdurchgang. Unter p = 1 at wurden an der Platte „72" nach 15 Stunden 4 feuchte Stellen beobachtet, in welchen 4 Tropfen hingen. Unter p = 2 at vermehrten sich an der Platte „72" die feuchten Stellen auf fünf; an dieser Platte hingen nach 24 Stunden 9 Tropfen, darunter ein großer. Unter p = 3 at erschienen auch an der Platte „71" mattfeuchte Stellen, dabei ein glänzend feuchter Fleck mit großem Tropfen. An der Platte „70" traten die ersten feuchten Flecke unter p = 4 at auf.

β) Platten „73" bis „75", 4 Tage unter nassen Säcken, dann im Wasser gelagert.

Die Prüfung begann im Alter von 28 Tagen. Dabei wirkte die Pressung

p = 90 cm, p = 1 at, p = 2 at: je während 24 Stunden,
p = 4 at: während 48 Stunden,
p = 6 at, p = 7,5 at: je während 24 Stunden,

ohne daß Wasserdurchtritt erfolgte. Der Vergleich mit den Ergebnissen der Platten „70" bis „72" zeigt den großen Einfluß der Behandlung des Betons auf die Wasserdurchlässigkeit desselben. Während bei den trocken gelagerten Platten „70" bis „72" schon unter 90 cm Wasserdruck ein deutlicher Durchgang zu erkennen war, erweisen sich die feucht gelagerten Platten „73" bis „75" noch unter p = 7,5 at undurchlässig. Durch die nachträgliche Lagerung der Platten „70" bis „72" unter Wasser wurde die Durchlässigkeit dieser Platten zwar erheblich vermindert, doch ist auch nicht annähernd der Zustand erreicht worden, wie er sich bei den dauernd feucht gehaltenen Platten „73" bis „75" bereits im Alter von rd 5 Wochen eingestellt hatte.

c) Betonplatten, welche nach mehrwöchiger Wasserlagerung dem Austrocknen ausgesetzt wurden, zeigten infolge der trockenen Lagerung Zunahme der Wasserdurchlässigkeit, allerdings in nicht erheblichem Maße.

2. Abhängigkeit der Wasserdurchlässigkeit vom Alter des Betons.

Daß die Wasserdurchlässigkeit des Betons mit steigendem Alter desselben durch sachgemäße Behandlung vermindert werden kann, ergibt sich bereits aus dem unter A sowie unter C, 1 Gesagten. Die folgenden Beispiele geben weiteren Aufschluß.

a) Quadratische Platten „46" bis „48" aus weich angemachtem Beton von 1 Raumteil Portlandzement[8]), 2 Raumteilen Beihinger Sand (0 bis 7 mm)[9], 3 Raumteilen Beihinger Feinkies (7 bis 25 mm) und 10,1 vH Wasser. Stärke der Platten: 6 cm. Lagerung: 4 Tage unter feuchten Tüchern, dann in ruhendem Wasser.

Die erste Prüfung im Alter von 28 Tagen, durchgeführt mit den Platten „46" und „48", ergab folgendes. Unter 90 cm Wasserdruck zeigte sich während 24 Stunden kein Wasserdurchgang. Unter p = 1 at erschienen nach 2¾ bzw. 3 Stunden feuchte Flecke, an denen sich allmählich eine große Zahl Tropfen bildete.

Im Alter von 3 Monaten wurden die Platten erneut geprüft, diesmal unter Hinzuziehung der Platte „47". Unter p = 90 cm sowie p = 1, 2, 4 und 6 at erwiesen sich alle drei Platten während je 24 Stunden undurchlässig.

Hieraus erhellt, daß die Wasserdurchlässigkeit der im Wasser gelagerten Betonplatten mit steigendem Alter bedeutend abgenommen hat.

8) Normenfestigkeit des Zements nach 28 Tagen kombinierter Lagerung 332 kg/cm².

9) Über die Zusammensetzung des Beihinger Sandes vgl. Heft 261 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Zusammenstellung 1.

Zusammenstellung 2.

Dauernd feucht gelagerte quadratische Platten von 6 cm Höhe und 50 cm Kantenlänge aus Beton von 1 Raumteil Portlandzement „H“, 2 Raumteilen Rheinsand (0 bis 7 mm) und 3 Raumteilen Rheinkies (7 bis 25 mm).

| 1 | 2 | 3 |
|---|---|---|
| Platten „88“ bis „90“ aus erdfeucht angemachtem Beton (7 vH Wasserzusatz) | Platten „91“ bis „93“ aus weich angemachtem Beton (8,7 vH Wasserzusatz) | Platten „94“ bis „96“ aus Gußbeton (9,7 vH Wasserzusatz) |
| a) 1. Prüfung, beginnend im Alter von 29 Tagen.<br>p = 90 cm: Kein Wasserdurchgang während 67½ Stunden.<br>p = 0,5 at: Nach 2 Stunden glänzend feuchter Fleck an der unteren Fläche der Platte „88“, der sich langsam vergrößert. An den Platten „89“ und „90“ kein Durchgang während 24 Stunden.<br>p = 1 at: Nach 2 Stunden ist die untere Fläche der Platte „88“ fast ganz glänzend naß; an dieser Platte bilden sich Wassertropfen.<br>p = 2 at: Nach 1½ Stunden mattfeuchter Fleck an Platte „90“, nach 2 Stunden ebenso an Platte „89“. Nach 25 Stunden hingen an Platte „88“ viele Tropfen, die untere Fläche der Platte „89“ ist glänzend feucht, diejenige der Platte „90“ teilweise mattfeucht.<br>p = 4 at: Steigerung des Wasserdurchgangs bei allen 3 Platten.<br>p = 6 at: Nach 9 Stunden fallen von Platte „88“ 4 Tropfen in 15 Minuten; an Platte „89“ hatten sich Tropfen gebildet; Platte „90“ unten teilweise glänzend feucht; nach 24 Stunden keine erhebliche Änderung.<br>p = 7,5 at: Nach 46½ Stunden ist Platte „88“ mit vielen Tropfen dicht behangen, Platte „89“ glänzend feucht mit 2 großen Tropfen, Platte „90“ ebenfalls glänzend feucht, jedoch ohne Tropfenbildung.<br>b) 2. Prüfung, beginnend im Alter von 95 Tagen.<br>p = 80 cm, p = 1 at, p = 2 at, p = 3 at, p = 5 at: Kein Wasserdurchgang während je 24 Stunden.<br>p = 7,5 at: An Platte „88“ trat eine große glänzend feuchte Stelle, an Platte „89“ eine mattfeuchte Stelle auf. Bei Platte „90“ war keinerlei Wasserdurchgang festzustellen. | a) 1. Prüfung, beginnend im Alter von 36 Tagen.<br>p = 80 cm: Kein Wasserdurchgang während 20 Stunden.<br>p = 0,5 at: Kein Wasserdurchgang während 24 Stunden.<br>p = 1 at: Nach 24 Stunden zeigt Platte „92“ zahlreiche feuchte Stellen sowie 10 große und 20 kleine Tropfen; Platte „93“ war stellenweise mattfeucht geworden.<br>p = 2 at: Nach 24 Stunden hatte Platte „91“ große mattfeuchte Flecke; an der Platte „91“ hing 1 Wassertropfen; Platte „92“ war mit vielen Tropfen behangen; Platte „93“ erschien fast ganz mattfeucht und zeigte eine große glänzend feuchte Stelle; an einer Stelle der Platte „93“ begann sich ein Tropfen zu bilden.<br>b) Die Belastung wird nun auf p = 80 cm ermäßigt und bleibt bestehen bis zur 2. Prüfung im Alter von 79 Tagen.<br>p = 80 cm: Kein Durchgang.<br>p = 0,5 at: Kein Durchgang während 24 Stunden.<br>p = 1 at: Nach 24 Stunden ist die untere Fläche der Platte „92“ mattfeucht geworden.<br>p = 2 at: Nach 24 Stunden kein Wasserdurchgang erkennbar.<br>p = 4 at: Nach 24 Stunden Platte „91“ mattfeucht mit einer glänzend feuchten Stelle und 3 Wasserperlen; Platte „92“ untere Fläche mattfeucht, stellenweise glänzendfeucht; mit 4 großen und zahlreichen kleinen Tropfen behangen. An Platte „93“ kein Wasserdurchgang feststellbar.<br>p = 6 at: Nach 24 Stunden an Platte „91“ nahezu die ganze untere Versuchsfläche glänzend feucht mit 4 großen und sehr vielen kleinen Tropfen behangen; Platte „92“ untere Fläche naß mit vielen Tropfen; an Platte „93“ etwa die Hälfte der unteren Versuchsfläche mattfeucht mit einer glänzend feuchten Stelle. | a) 1. Prüfung, beginnend im Alte[r] von 33 Tagen.<br>p = 80 cm: Nach 20 Stunden waren an de[r] unteren Fläche der Platte „95“ zwe[i] kleine glänzend feuchte Flecke sowi[e] zahlreiche kleine Wasserperlen festzu[-] stellen.<br>p = 0,5 at: Nach 2½ Stunden fanden sic[h] an der Platte „94“ zwei kleine feucht[e] Flecke; nach 3¾ Stunden hingen a[n] dieser Platte 5 große und 8 kleine Wasse[r]tropfen; nach 24 Stunden war die Platt[e] „94“ unten großenteils glänzend feuch[t]. Die untere Fläche der Platte „95“ wurd[e] ebenfalls glänzend feucht; zahlreich[e] Tropfen bildeten sich. An Platte „96“ fanden sich nach 1¾ Stunden matt[-] feuchte Stellen, die sich ausbreitete[n] und nach 24 Stunden in der Hauptsach[e] glänzend feucht erschienen und 5 Wasse[r]tropfen trugen.<br>p = 1 at: Der Wasserdurchgang steigerte sich (Dauer der Belastung 24 Stunden).<br>p = 2 at: Alle Platten glänzend naß, mi[t] zahlreichen Wassertropfen behangen.<br>b) Die Belastung p = 80 cm wirkt nac[h] dem 1. Versuch fortdauernd bis zum Begin[n] der 2. Prüfung im Alter von 76 Tage[n].<br>p = 80 cm: Kleiner mattfeuchter Fleck a[n] Platte „96“; ein kleiner Tropfen häng[t] an einer andern Stelle.<br>p = 0,5 atm: Nach 24 Stunden fanden sic[h] an Platte „96“ ein deutlicher feucht[er] Fleck, mehrere sehr kleine mattfeucht[e] Stellen und 2 große Tropfen.<br>p = 1 at: Nach 30 Stunden wies Platt[e] „94“ eine kleine glänzend feuchte Stell[e] auf; an Platte „95“ hingen 3 klein[e] Wassertropfen; Platte „96“ wies eine[n] großen feuchten Fleck sowie 4 Wasser[-] tropfen auf.<br>p = 2 at: Nach 48 Stunden war Platte „94“ unten mattfeucht und zeigte eine klein[e] glänzend feuchte Stelle; auch die unter[e] Versuchsfläche der Platte „95“ und „96“ war mattfeucht geworden; sie ware[n] überdies mit einem bzw. zwei große[n] Tropfen behangen. |

b) Quadratische Platten „31“ bis „33“ aus weichem Mörtel von 1 Raumteil Portlandzement „L“, 7 Raumteilen Rheinsand und 16,8 vH Wasser. Stärke der Platten: 3 cm. Lagerung: 4 Tage unter feuchten Tüchern, dann im Wasser. Erste Prüfung beginnend im Alter von 49 Tagen. Unter dem Wasserdruck p = 0,5 at zeigten sich an einer Platte nach 2½ Stunden, an den zwei weiteren Platten nach 3½ Stunden feuchte Flecke, die sich allmählich ausdehnten. Nach 5 Stunden begannen sich an der unteren Fläche der Platte „32“ Tropfen zu bilden; nach 10 Stunden hingen an der Platte „32“ zwei große Wassertropfen. Nach 24 Stunden wurde der gleiche Zustand wie nach 10 Stunden vorgefunden. Es folgte dann Steigerung des Drucks auf p = 1 at. Nach 1 Stunde hingen an 2 Platten viele Wassertropfen; an der dritten Platte (31) sind die ersten Tropfen nach 2½ Stunden festgestellt worden.

Hierauf kamen die Platten erneut unter Wasser. Im Alter von rund 6 Monaten fand die zweite Prüfung statt. Unter p = 1 at wurde die untere Fläche der Platten allmählich mattfeucht; nach 10½ Stunden hatte sich an Platte „31“ der erst[e] Tropfen gebildet; nach 24 Stunden hingen an der Platte „31“ zwei Tropfen; die beiden andern Platten waren nur mattfeucht. Unter p = 2 at änderte sich der Zustand während 24 Stunde[n] nicht erheblich. Unter p = 3 at steigerte sich der Wasserdurchgang in der Platte „31“ deutlich, auch an der Platte „33“ entstanden Tropfen. Unter p = 4 at hingen nach 24 Stunden

| | an der Platte 31 | 32 | 33 |
|---|---|---|---|
| | 8 | 0 | 4 Tropfen |
| die untere Fläche war | stark naß | teilweise glänzend naß | stark naß. |

Auch bei diesen Platten, die aus magerem Ze[-]mentmörtel gefertigt waren, hat hiernach di[e] Wasserdurchlässigkeit bei feuchter Lagerung mi[t] steigendem Alter erheblich nachgelassen.

c) Quadratische Platten „34“ bis „36“ aus weic[h]

Zusammenstellung 3.

Dauernd feucht gelagerte Platten von 3 cm Höhe und 25 cm Kantenlänge aus weichem Mörtel von 1 Raumteil Portlandzement „L“ und 7 Raumteilen Rheinsand (0 bis 7 mm) ohne und mit Zusatz von Kalksteinmehl oder Traß.

| 1 | 2 | 3 |
|---|---|---|
| Platten „31“ bis „33“ aus<br>1 Raumteil Zement,<br>7 Raumteilen Rheinsand,<br>16,8 vH Wasser. | Platten „34“ bis „36“ aus<br>1 Raumteil Zement,<br>0,6 Raumteilen Kalksteinmehl[1]),<br>7 Raumteilen Rheinsand,<br>15,6 vH Wasser. | Platten „37“ bis „39“ aus<br>1 Raumteil Zement,<br>0,6 Raumteilen rheinischem Traß[1]),<br>7 Raumteilen Rheinsand,<br>18,0 vH Wasser. |
| a) 1. Prüfung, beginnend im Alter von 49 Tagen.<br>p = 0,5 at: Feuchte Flecke nach 2½ bzw. 3½ Stunden; später erste Wassertropfen.<br>p = 1 at: Nach 1 bzw. 2½ Stunden erste Wassertropfen an der unteren Fläche der beiden übrigen Platten.<br><br>b) 2. Prüfung im Alter von rund 6 Monaten.<br>p = 1 at: Untere Flächen der 3 Platten werden mattfeucht; nach 10½ Stunden erster Tropfen an Platte „31“.<br>p = 2 at: An Platte „31“ hingen nach 24 Stunden 2 Tropfen.<br>p = 3 at: Nach 10 Stunden erste Tropfen an Platte „33“.<br>p = 4 at: Nach 24 Stunden hingen an Platte „31“ 8, an Platte „33“ 4 große Tropfen; die untere Fläche der Platte „32“ war teilweise glänzend naß (vgl. im übrigen Ziffer 2 unter b). | a) 1. Prüfung, beginnend im Alter von 50 Tagen.<br>p = 1 at: Feuchte Flecke an Platte „35“; nach 24 Stunden mehrere große Tropfen an dieser Platte.<br>p = 2 at: Platten „34“ und „36“ mattfeucht.<br>p = 3 at: Tropfen an den Platten „34“ und „36“.<br><br>b) 2. Prüfung im Alter von rund 6 Monaten.<br>p = 90 cm, p = 1 at, p = 2 at: Kein Wasserdurchgang während je 24 Stunden.<br>p = 4 at: Untere Fläche der Platte „34“ stellenweise mattfeucht.<br>p = 6 at: Untere Fläche der Platte „36“ teilweise mattfeucht.<br>p = 7,5 at: Keine wesentliche Änderung. Keinerlei Tropfenbildung sichtbar nach 22 Stunden. | 1. Prüfung, beginnend im Alter von 55 Tagen.<br>p = 75 cm, p = 0,5 at, p = 1 at, p = 2 at: Kein Wasserdurchgang feststellbar während je rund 24 Stunden.<br>p = 3 at: An der unteren Fläche der Platten „37“ und „39“ mattfeuchte Stellen.<br>p = 5 at: An Platte „37“ sind zwei Wassertropfen aufgetreten; an den übrigen Platten keine deutliche Änderung.<br>p = 7,5 at: Untere Fläche der Platte „37“ glänzend feucht; es hingen an dieser Platte 3 bis 4 Tropfen; an den beiden andern Platten nach 48 Stunden noch kein deutlicher Wasserdurchtritt. |

angemachtem Mörtel von 1 Raumteil Portlandzement „L“, 0,6 Raumteilen Kalksteinmehl[10]), 7 Gewichtsteilen Rheinsand und 15,6 vH Wasser. Abmessungen und Behandlung wie unter b). Bei der ersten Prüfung im Alter von rd 50 Tagen erwiesen sich die Platten unter p = 0,5 at während 48 Stunden undurchlässig; unter p = 1 at waren nach drei Stunden an der Platte „35“ feuchte Stellen erschienen, nach 10½ Stunden waren an dieser Platte mehrere große Wassertropfen ausgetreten. Die beiden andern Platten zeigten unter p = 1 at während 24 Stunden keinen Wasserdurchgang; sie wurden unter p = 2 at allmählich mattfeucht; unter p = 3 at bildeten sich Wassertropfen.

Bei der zweiten Prüfung im Alter von rd 6 Monaten zeigte sich unter p = 90 cm, 1 und 2 at während je 24 Stunden kein Wasserdurchgang. Unter p = 4 at wurde die untere Fläche der Platte „34“ stellenweise deutlich mattfeucht. Bei p = 6 at ist auch die untere Fläche der Platte „36“ mattfeucht geworden; der Zustand der Platte „34“ hatte sich während 24 Stunden nicht erheblich geändert. Auch unter p = 7,5 at blieben die Platten „34“ und „36“ noch mattfeucht; Wasserperlen oder Tropfen traten also nicht auf; an Platte „35“ zeigte sich keinerlei Wasserdurchgang. Hiernach ist auch bei den Platten „34“ bis „36“ die Wasserdurchlässigkeit mit steigendem Alter bedeutend geringer geworden.

### 3. Einfluß des Zements auf die Wasserdurchlässigkeit des Betons.

In Zusammenstellung 1 sind die Ergebnisse von Versuchen mit 6 cm starken Betonplatten eingetragen, wobei unter sonst gleichen Verhältnissen 4 verschiedene Zemente (2 Portland-, 1 Eisenportland- und 1 Hochofenzement) verwendet worden sind. Wie die Angaben in Zusammenstellung 1 erkennen lassen, haben sich die 4 Zemente in den 4 bis 6 Wochen alten Platten sehr verschiedenartig erwiesen. Während die Platten mit den Zementen „Bl“ und „Tu“ bereits unter p = 1 at stark wasserdurchlässig waren, zeigten die Platten mit den beiden andern Zementen bis p = 7,5 at keinen Wasserdurchgang.

Auch nach 3 bzw. 2½ Monaten sowie nach 7½ Monaten bestanden noch bedeutende Unterschiede.

Hiernach erwies sich der Einfluß der Herkunft des Zements auf die Wasserdurchlässigkeit des Betons von großer Bedeutung[11]).

### 4. Einfluß des Wasserzusatzes des Betons auf die Wasserdurchlässigkeit desselben.

Zusammenstellung 2 enthält die Ergebnisse einer Versuchsreihe mit erdfeucht, weich und gießfähig angemachtem Beton. Aus diesen Ergebnissen erhellt, daß die Wasserdurchlässigkeit des Betons mit steigender Menge des Anmachwassers zugenommen hat. Dieses Ergebnis steht zu erwarten, wenn die Ergebnisse der Versuche über den Einfluß der Größe des Wasserzusatzes des Betons auf die Zug- und Druckfestigkeit usf. beachtet werden[12]). Bei der Nutzbarmachung dieser Erkenntnisse für praktische Verhältnisse wird auf die in der Einleitung bezeichneten Umstände besonders Rücksicht zu nehmen sein, wonach bei Stampfbeton die Stampfflächen, überhaupt die bei Arbeitsunterbrechung entstehenden Flächen wesentlich an der Wasserdurchlässigkeit beteiligt sein können. Die Erfahrung lehrt, daß bei Anwendung von weich angemachtem Beton und sorgfältiger Arbeit die Bedeutung der Stampfflächen zurücktritt. Bei 25 cm starken, 3 Monate alten Platten aus weich angemachtem Beton, auf den der Wasserdruck parallel den Stampfflächen wirkte, gelang es ohne besondere Vorkehrungen unter Verwendung des in Zusammenstellung 1 mit „Bu“ bezeichneten Zements, daß bei 70 at Wasserdruck während 72 Stunden keinerlei Wasserdurchtritt erfolgte.

---

[9]) Durch das Sieb mit 4900 Maschen auf 1 cm² gefallen.

[10]) Vgl. Heft 261 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens 1922.

[11]) Zemente, welche im weich angemachten Beton klebrigen Mörtel liefern, sind nach den Erfahrungen des Verfassers unter sonst gleichen Verhältnissen geeigneter als solche, welche lose fallende Mörtel ergeben oder die nach dem Verarbeiten Wasser in so erheblichen Mengen abstoßen, daß „Steigkanäle“ des Wassers bis zur oberen Fläche des Betons entstehen.

[12]) Vgl. Graf, „Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk“ 1921, S. 10 f., ferner „Der Aufbau des Mörtels im Beton“ 1923, S. 2 f.

5. Einfluß der Zusammensetzung des Sandes und der Menge der Zuschläge.

Nach den bisher vorliegenden Erfahrungen erscheint es angezeigt, bei der Wahl der Zusammensetzung des Mörtels sowie der Art und Menge der Zuschläge auf Grund der Feststellungen zu verfahren, welche hierzu in bezug auf die Erlangung einer bestimmten Druckfestigkeit vorliegen, namentlich dahingehend, daß ein möglichst großes Raumgewicht erlangt, also ein Beton mit möglichst wenig Hohlräumen gewonnen wird[13]). Die Beispiele unter Ziffer 1 bis 4 geben hierzu weitgehenden Aufschluß; ferner sei auf Ziffer 6 verwiesen.

Weitere Mitteilungen sind für später vorbehalten.

6. Einfluß von Kalk, Traß und andern Steinmehlen als Zusatz zum Zementmörtel und Beton auf deren Wasserdurchlässigkeit.

Wiederholt war festzustellen, daß durch Zusatz von Kalk oder Traß die Wasserdurchlässigkeit von Beton mit geringem Zementgehalt bedeutend verringert werden kann. Neuere Versuche, aus welchen die Ergebnisse in Zusammenstellung 3 entnommen sind, zeigen, daß die Widerstandsfähigkeit von magerem Beton gegen Wasserdruck auch durch Zusatz von fein gemahlenem Kalksteinmehl erheblich gesteigert wird und daß sich dieser Einfluß auch noch im Alter von 6 Monaten geltend gemacht hat.

Inwieweit diese Beobachtungen für praktische Verhältnisse nutzbar gemacht werden können, bedarf besonderer Erörterung, die für später vorbehalten ist (vgl. auch Ziffer 5 sowie Fußbemerkung 13).

7. Einige Beobachtungen über den Einfluß von Anstrichen auf die Wasserdurchlässigkeit von Beton.

Als Vorversuch zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Anstrichen hat der Verfasser vor einigen Jahren vorgeschlagen, lufttrockene Betonwürfel allseitig anzustreichen und nach dem Trocknen des Anstrichs abwechselnd unter Wasser und an der Luft zu lagern. Ist der Anstrich wasserdurchlässig, so erhöht sich das Gewicht bei Wasserlagerung und vermindert sich bei folgender trockener Lagerung. Bei solchen Versuchen kann ferner auf einfache Weise der Einfluß der Zahl der Anstriche und der Verbrauch an Anstrichmitteln verfolgt werden[14]).

Wünschenswert erscheint sodann, daß der Anstrich durch den Wasserdruck gegen den Beton gepreßt wird. Andernfalls kann Blasenbildung, wenn auch nur zeitweise, eintreten, d. h. das durch den Beton tretende hinter dem Anstrich wirkende Druckwasser löst einzelne Lagen oder den gesamten Anstrich stellenweise vom Beton. Damit im Einklang steht die Beobachtung, daß der Anstrich in Eisenbetonrohren, die hohem Wasserdruck ausgesetzt waren und dann plötzlich entlastet wurden, nachinnen an einzelnen Stellen aufriß, wie Abb. 4 zeigt. Inwieweit solche Erscheinungen vermieden werden, wenn der Anstrich auf eine gewisse Tiefe in den Beton eindringt, um die Widerstandsfähigkeit gegen Abreißen zu erhöhen, wird weiterer Untersuchungen bedürfen.



Abb. 4.

Weitere Mitteilungen sind für einen späteren Bericht vorbehalten.

Stuttgart, Ende 1922.

13) Vgl. die in Fußbemerkung 12 zuerstgenannte Schrift, namentlich S. 26 uf., dann die an zweiter Stelle bezeichnete Schrift, S. 23 uf., ferner Heft 261 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens.

14) Einige Versuchsergebnisse sind in dem unter Fußbemerkung 1 an erster Stelle bezeichneten Buch, S. 20 mitgeteilt. Inzwischen konnten gleichartige Feststellungen mit weiteren Anstrichmitteln, die als wasserabweisend gehandelt werden, gemacht werden. Hiernach empfiehlt es sich Anstrichmittel, welche die Wasserdurchlässigkeit des Betons vermindern sollen, zunächst nach Versuchen, welche über die tatsächliche Wirkung der Anstriche in der bezeichneten Richtung Aufschluß geben, zu beurteilen. Auf Vorschlag vonseiten der Fabrik eines viel benutzten Anstrichs sind später statt Würfel auch Kugeln benutzt worden. Bei sorgfältiger Behandlung der Betonwürfel bestehen jedoch keine Bedenken gegen Benutzung der Würfel zur Prüfung des Anstrichs.

---

# DIE BOGENBRÜCKE ÜBER DAS HELL GATE IN NEW YORK UND IHRE ZUFAHRTEN.

(Nach der Veröffentlichung von O. H. Ammann in dem Transactions der Am. Soc. of Civil Eng. 1918, Bd. 82, S. 892 ff.)

*Von Dipl.-Ing. Müllenhoff, Sterkrade (Rhld.).*

(Fortsetzung von Seite 198.)

## 6. Material und Abnahme.

Für die Eisenkonstruktion und Bolzen der Bogenbrücke ist ein hartes S M-Flußeisen, für die Eisenkonstruktion und Bolzen der Zufahrten gewöhnliches Flußeisen, für sämtliche Niete das übliche Nieteisen und für alle Lager und sonstigen Gußstücke Stahlguß benutzt worden mit den in der Zahlentafel I gegebenen Eigenschaften.

Die Proben für die Analysen wurden während des Gusses entnommen und wiesen die angegebenen Gehalte an C und Mn auf. Im ganzen wurden rd 7000 Proben geprüft oder 1 Probe auf je 12,5 t.

Bei der Brücke über das Kleine Hellgate sind etwa 1720 t Augenstäbe, 406 mm breit und 47 bis 60 mm stark, verwandt worden mit angestauchten Köpfen 952 mm Ø und 406 mm weiten Bolzenlöchern; für diese war (ausgeglüht) eine Festigkeit von 39 bis 48 kg/mm² bei 23 bis 26,6 kg/mm² Streckgrenze und 12 vH Dehnung auf 3048 mm Meßlänge vorgeschrieben. 21 ganze Stäbe wurden zerrissen. Sie ergaben die Werte der Zahlentafel II.

Die Ersparnisse an Eisen durch die höheren Beanspruchungen des harten Flußeisens machten die Mehrkosten für das härtere Material reichlich wett. Daß der Preisunterschied nicht groß war, zeigt sich darin, daß die Am. Bridge Co. auch für die Fahrbahn und Hängestangen das harte Material benutzt hat, obwohl für sie gewöhnliches Flußeisen vorgesehen war. Ob der Bogen mit gewöhnlichem Flußeisen überhaupt ausführbar gewesen wäre, ist fraglich. Schon so erreichten die Knotenbleche und Niete die Grenze des z. Z. Erreichbaren. Bei der Abnahme ergaben sich keine Schwierigkeiten; die Dehnung des harten Eisens war fast stets über 20 vH, im Mittel etwa 25 vH, und die Biegeprobe wurde glatt erfüllt. Allerdings

mußten bei seiner Bearbeitung Bohrer und Reibahlen aus besonders hartem Werkzeugstahl angefertigt werden, und die Arbeit ging langsamer vonstatten als sonst. Bei den damaligen Preisen hätte Nickelstahl keine Ersparnisse ergeben, und das harte Flußeisen, das nicht so hoch beansprucht werden konnte, gab größere Querschnitte, die bei später etwa auftretenden größeren Belastungen geringere Überspannungen erleiden.

Zahlentafel I.
Vorschriften für die Materialabnahme.

| | Hartes Flußeisen | Gewöhnliches Flußeisen | Nieteisen | Stahlguß |
|---|---|---|---|---|
| Größter Gehalt an Phosphor { basisch | 0,04 vH | 0,04 vH | 0,04 vH | 0,06 vH |
| Größter Gehalt an Phosphor { sauer | 0,06 „ | 0,06 „ | 0,04 „ | 0,08 „ |
| Größter Gehalt an Schwefel | 0,05 „ | 0,05 „ | 0,04 „ | 0,05 „ |
| Zerreißfestigkeit $\sigma_B$ in kg/mm² | 46,5—53,9 | 43,5—49 | 35—41 | min 45,5 |
| Streckgrenze „ „ „ | 26,7 | 24,5 | 19,7 | 23,2 |
| Dehnung in vH (auf 203 mm bei Flußeisen, auf 51 mm bei Stahlguß) . . . . . . | $\frac{980}{\sigma_B}$ [2] | 22 vH | 28 vH | 20 vH |
| Bruchaussehen . . . . . . | seidig | seidig | feinseidig | seidig oder feinkörnig |
| Kaltbiegeprobe (ohne Anbruch) | 180° um einen Dorn von 2 Probedicken[3] | 180° um einen Dorn von der Probedicke | 180° flach zusammen | 90° um einen Dorn von der Probedicke |
| Gehalt an C { bei der Abnahme festgestellt | 0,27—0,34 | 0,24—0,28 | | |
| „ „ Mn { bei der Abnahme festgestellt | 0,52—0,64 | 0,36—0,61 | | |

Zahlentafel II.
Ergebnisse der Zerreißversuche mit Augenstäben.

| | Volle Stäbe, ausgeglüht | | | Ungeglühte Proben | | | Unterschied |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | max | Durchschnitt | min | max | Durchschnitt | min | |
| Bruchfestigkeit kg/mm² | 45,5 | 43,2 | 41 | 50,5 | 47,5 | 45,1 | 4,2 |
| Streckgrenze kg/mm² | 25,4 | 24,3 | 23,1 | 28,8 | 27,2 | 25,0 | 2,9 |
| Dehnung auf 3408 mm | 29,8 | 22,8 | 17,8 | — | — | — | — |
| | | | | | auf 203 mm | | |
| Dehnung auf 304,8 mm | 49,3 | 39,3 | 31,6 | 30,— | 26,4 | 21,2 | — |
| Einschnürung vH | 43,2 | 36,0 | 29,1 | 43,0 | 36,9 | 30,— | — |

### 7. Berechnungsgrundlagen.

Bei der Querschnittsermittelung sind alle vorauszusehenden Kräfte berücksichtigt und die zulässigen Spannungen dementsprechend hoch, zu 5/8 bis 3/4 der Elastizitätsgrenze, gewählt worden. Die Knotenlasten für Eigengewicht wurden nach den Entwurfszeichnungen ermittelt und während der Ausführung nach den Werkzeichnungen überprüft. Im Entwurf war eingesetzt:

| | |
|---|---|
| Gleise und Schotter . . . . . . . . . . . . . . . . | 7290 kg/m |
| Eisenbeton und Holzbelag . . . . . . . . . . | 12050 ,, |
| Leitungen, Kabel usw. . . . . . . . . . . . . . | 1490 ,, |
| Fahrbahn . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . | 20830 kg/m |
| Träger u. Verbände im Mittel . . . . . . . . . | 56060 ,, |
| | 76890 kg/m |

[2]) Für je 3 mm Stärke über 19 mm 1 vH weniger, mindestens 16° bis 51 mm Dicke und 15 vH für größere Stärken.

Bei der letzten Berechnung wurde das Eigengewicht mit 66 970 kg/m in der Mitte bis 92 270 kg/m an den Enden eingesetzt.

Der Bogen ist für das Gewicht der Eisenkonstruktion als Dreigelenkbogen gerechnet und aufgestellt worden; für den Rest des Eigengewichtes und die übrigen Kräfte wirkt er als Zweigelenkbogen.

Der Belastungszug für die Rampen und die Fahrbahn ist Coopers E 60 oder eine Gruppe von 3 Achsen mit 31,7 t Achsdruck und 2,13 m Abstand. Für die Hauptträger wurde eine gleichmäßig verteilte Last von 8,93 t/m auf jedem der 4 Gleise in ungünstigster Stellung angenommen, da die Annahme, daß alle Gleise zugleich durch vollbeladene Züge mit den Lokomotiven in ungünstigster Stellung belastet sind, allzu unwahrscheinlich, ja kaum zu verwirklichen ist. Es hätte diese Annahme in einzelnen Stäben um 5 vH größere Querschnitte ergeben. Eine Vergrößerung der Lasten um ein Viertel, also Coopers E 75, hätte (ohne Stoßzuschlag) in einigen Untergurtstäben etwa $3\frac{1}{2}$ vH größere Querschnitte erfordert, d. h. die Brücke ist auch für solche Züge ausreichend, die wohl die Grenze des bei der jetzigen Spurweite und Umgrenzung Erreichbaren bilden, da so schwere Züge stets langsam fahren, so daß man die Stoßwirkung wohl vernachlässigen kann.

Der Stoßzuschlag wurde nach der etwas abgeänderten Formel von Lindenthal (vgl. Eng. News vom 1. August 1912) berechnet zu

$$S = \frac{P^2}{P+G} \cdot \frac{366 + \frac{a}{n}}{183 + 4a}$$

worin bezeichnet:

P und G die Stabkräfte aus Verkehr und Eigengewicht,
a die Länge des Zuges hinter dem Tender in der ungünstigsten Laststellung,
n die Anzahl der belasteten Gleise.

Die Formel berücksichtigt den vollen Stoßzuschlag für alle Lokomotiven, aber nur für die Wagen eines Gleises; sie gibt nach Lindenthals Ansicht gleichermaßen brauchbare Werte für kurze und lange Brücken mit leichter und schwerer Fahrbahn, während die meisten anderen Formeln nur für bestimmte Fälle passen und insbesondere die viel benutzte Formel der Am. Ry Engg. Association für lange Brücken mit Schotterbett viel zu große Werte (?) gibt, dagegen zu kleine für Längsträger und andere kurze, leichte Teile, für die er über 100 vH Stoßzuschlag für nötig hält.

Bei der Beachtung, die man jetzt auch bei uns der Stoßwirkung schenkt, dürfte es angebracht sein, die Stoßzahlen nebeneinander zu stellen, die sich ergeben

1. nach der Formel von Lindenthal
2. nach der gleichfalls recht verbreiteten Formel

$$S = \frac{P^2}{P+G}$$

3. nach der Formel der Am. Ry Engg. Association

$$S = \frac{2800}{2800 + L^2} P$$

4. nach der neuen Reichsvorschrift
5. nach der „Pencoyd"-Formel von C. C. Schneider

$$S = \frac{92}{92 + L} P$$

In der folgenden Zahlentafel III sind diese Stoßzuschläge in vH der Verkehrslast für eine Reihe von Stäben der Hell Gate-Brücke sowie einiger anderen kleineren Brücken, deren Stabkräfte und Einflußlängen mir gerade zur Hand sind, zusammengestellt.

[3]) Für Stärken bis 19 mm, für stärkere Stücke um 1 Dorn von 3 Materialdicken.

Zahlentafel III.
Stoßzuschläge nach verschiedenen Formeln.

| Bauwerk | Stab | Belastungslänge L in m | Zuglänge a in m | Stabkraft G | Stabkraft P | Stoßzuschlag in vH nach der Formel 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Hell Gate-Brücke, Zweigelenkbogen von 297,936 m Stützweite viergleisig | $O_{5-7}$ | 187[5)] | 152[5)] | 391 | 668 | 32,2 | 63 | 7,4 | 30 | 33 |
| | $O_{19-21}$ | 176 | 141 | 623 | 1550 | 38,7 | 71,5 | 8,3 | 30 | 34,4 |
| | $O_{23-23\,A}$ | 130 | 95 | 585 | 1218 | 46,7 | 67,5 | 14,2 | 30 | 41,5 |
| | $U_{6-8}$ | 227 | 192 | 6250 | 3480 | 15,5 | 35,8 | 5,1 | 30 | 28,8 |
| | $U_{18-20}$ | 163 | 128 | 5110 | 2340 | 18 | 31,4 | 9,5 | 30 | 36 |
| | $D_{5-6}$ | 175 | 140 | 179 | 629 | 42 | 77,7 | 8,4 | 30 | 34,4 |
| | $D_{19-20}$ | 123 | 88 | 14 | 880 | 71,5 | 98,3 | 15,7 | 30 | 42,8 |
| Eingleisige Kleinbahnbrücke von 173 m Stützweite mit 18 Feldern (Halbparabelträger) | $O_{7-9}$ | 133 | 105,8 | 325,2 | 212,7 | 30,8 | 39,6 | 13,7 | 30 | 41 |
| | $U_{2-3}$ | 133 | 105,8 | 250,5 | 171,4 | 30,7 | 40,7 | 13,7 | 30 | 41 |
| | $D_{2-3}$ | 107,2 | 79,8 | 62 | 56,7 | 42,4 | 47,8 | 19,7 | 30 | 46,1 |
| | $D_{8-9}$ | 69,7 | 42,3 | 2,8 | 36,9 | 107 | 93 | 36,6 | 30 | 57 |
| Blechträger von 16 m Stützweite, eingleisig Schotterbett auf Buckelblechen | $M_{max}$ | 16 | — | 70 | 135 | 132 | 66 | 92 | 46 | 85 |
| Blechträger 12,6 m Stützweite, eingleisig Schwellen auf dem Hauptträger | $M_{max}$ | 12,6 | — | 12,6 | 100 | 178 | 89 | 95 | 55 | 88 |
| Parallelträger, 2 Gleise, L = 60 m, 10 Felder | $U_{4-6}$ | 60 | 24 | 198 | 387 | 89,6 | 66,2 | 43,7 | 39 | 60,4 |
| | $D_{0-1}$ | 60 | 24 | 114 | 233 | 90,9 | 67,1 | 43,7 | 39 | 60,4 |
| | $D_{4-5}$ | 33,3 | — | 12,6 | 82 | 173,6 | 86,8 | 71,5 | 39 | 73,3 |
| Trapezträger, 2 Gleise, L = 44,5, 10 Felder | $U_{4-6}$ | 44,5 | 9 | 108 | 269 | 120,5 | 71,3 | 58,5 | 42 | 67,4 |
| | $D_{0-1}$ | 44,5 | 9 | 69 | 179 | 121,8 | 72,1 | 58,5 | 42 | 67,4 |
| | $D_{4-5}$ | 24,7 | — | 7,9 | 60 | 177,2 | 88,6 | 82,2 | 42 | 79 |

Als Seitenkraft zur Berücksichtigung der Schlingerstöße der Fahrzeuge und der Fliehkraft für Bögen bis zu 2° [4)] wurde eine wagerecht wirkende Last von 893 kg/m eingesetzt; für jeden Grad schärferer Krümmung wurde diese Last um 446 kg/m erhöht. Die so bestimmte Kraft galt für 1 Gleis; für jedes weitere Gleis wurde ein Zuschlag von 50 vH gemacht. Sie wird gleichzeitig mit der Verkehrslast wirkend angenommen.

Der Winddruck wurde zu 146 kg/m² angenommen, wirkend auf alle senkrechten Flächen der Brücke, die in dem Winkel von 20° über und unter der Wagrechten oder bis zu einem Winkel von 45° mit der Brückenachse sichtbar sind. Das ergab im Mittel etwa 900 kg/m am Obergurt und je 1500 kg/m am Untergurt und der Fahrbahn. Dazu kamen als Winddruck auf das Verkehrsband weitere 744 kg/m, so daß die gesamten seitlichen Kräfte 6845 kg/m betrugen. Das dürfte genügende Seitensteifigkeit der Brücke ergeben. Als Bremskraft oder Anfahrwiderstand sind angenommen 6,8 t an jeder der 8 Triebachsen von 2 Lokomotiven auf einem Gleis, also ¼ der Triebachsenlasten oder 1,488 t/m, gleich ⅙ des Zuggewichtes für die Zuglänge hinter dem Tender, je nachdem, was am ungünstigsten war. Diese Kraft wurde aber nur auf 2 Gleisen gleichzeitig in einem Sinne eingeführt, da es doch zu ungünstig schien anzunehmen, daß 4 schwerste Züge zugleich in einem Sinne mit der größtmöglichen Kraft in ungünstigster Stellung bremsen.

Die Wärmespannungen sind für eine Schwankung von 40° C um die angenommene Mittelwärme von 15,5° C berechnet worden. Sie erreichen in der Mitte des Obergurts den größten Wert von 280 kg/cm² oder 40 vH der Spannungen aus Verkehrslast.

Der Bemessung der Stabquerschnitte wurde nun die „Gesamtkraft“ zugrunde gelegt, bestehend aus der „Grundkraft“ (Eigengewicht, Verkehr, Stoßzuschlag und Seitenstöße) und der „Zusatzkraft“. Diese ist die Summe der Stabkräfte aus Winddruck, Bremskraft und Wärmeschwankung weniger 20 vH der Grundkraft. D. h. also, wenn alle Kräfte gleichzeitig voll zur Wirkung kämen, so können bis zu ¼ höhere Spannungen auftreten, als für die „Gesamtkraft“ zugelassen. Stäbe, in denen Eigengewicht und Verkehr nicht wirken, sind für die Summe der wirkenden Kräfte bemessen. Die zulässigen Spannungen sind in der Zahlentafel IV angegeben.

Zusammen mit Lindenthals Stoßformel geben diese Spannungen für Stützweiten bis etwa 75 m noch schwerere Brücken als die meisten sonst üblichen Vorschriften, insbesondere der Am. Ry Engg. Assoc.; längere Brücken werden dagegen leichter. Neu ist die Vorschrift, auch für Druckstäbe mit Nietabzug zu rechnen. Lindenthal hielt das hier besonders wegen der großen Schaftlängen der Niete für nötig, aber auch sonst für wünschenswert wegen der Unsicherheit darüber, wie weit die Nietung einen Druckstab schwächt. Auch die Unterscheidung zwischen den verschiedenen Ausbildungen der Druckstäbe hält er für angebracht, weil wir über den Einfluß der verschiedenen Ausbildung auf die Tragfähigkeit noch zu wenig wissen.

5) Angenäherte Werte.

4) In Amerika werden Gleisbögen nicht wie bei uns durch den Halbmesser bezeichnet, sondern durch den Zentriwinkel, der einer Sehne von 100′ = 30,48 m Länge entspricht. Es hat also ein Bogen von n° den Halbmesser $R = \frac{15,24}{\sin\frac{n}{2}}$

oder von $n = 1°\quad 2°\quad 3°\quad 4°\quad 5°\quad 6°$

$R = 1746,4\quad 873,2\quad 582,2\quad 436,8\quad 349,3\quad 291,1$ m

$= \sim \frac{1746,4}{n°}$

Zahlentafel IV.

| Zulässige Beanspruchungen für die Nutzfläche | | I[6]) | II[7]) |
|---|---|---|---|
| Auf Zug . . . . . . . . . . . . | — | 1690 | 1406 |
| Auf Biegung für Walz- u. Blechträger sowie für Stahlguß . . . . . | — | — | 1406 |
| Auf Druck: | | | |
| 1. für geschlossene Querschnitte, Querschnitte mit 2 Stegen oder Querschnitte mit einem Steg u. zwei Vergitterungen für l/i = | 20 | 1690 | 1406 |
| | 40 | 1615 | 1335 |
| | 60 | 1545 | 1195 |
| | 80 | 1406 | 1050 |
| | 100 | 1265 | 985 |
| | 120 | 1050 | 845 |
| 2. für halbgeschlossene Querschnitte, Querschnitte mit einer Deckplatte und einer Vergitterung oder mit einem Steg ohne Vergitterung für l/i = . . . . | 20 | 1620 | 1406 |
| | 40 | 1545 | 1265 |
| | 60 | 1406 | 1125 |
| | 80 | 1265 | 985 |
| | 100 | 1125 | 915 |
| | 120 | 985 | 775 |
| 3. für offene Querschnitte mit zwei oder mehr Vergitterungen für l/i = . . . . . . . . . | 20 | 1545 | 1335 |
| | 40 | 1406 | 1195 |
| | 60 | 1265 | 1055 |
| | 80 | 1125 | 915 |
| | 100 | 985 | 845 |
| | 120 | 845 | 760 |
| Auf Abscheren: | | | |
| in Blechträgern (mit Nietabzug) | — | — | 1055 |
| Gelenkbolzen u. Werkstattniete . | — | 1055 | — |
| Montageniete und gedrehte Schrauben . . . . . . . . | — | 845 | — |
| Auf Laibungsdruck: | | | |
| Bolzen. . . . . . . . . . . . | — | 1690 | 1406 |
| Werkstattniete . . . . . . . . | — | 2110 | — |
| Montageniete und gedrehte Schrauben . . . . . . . . . | — | 1690 | — |
| Druck auf die Lagerrollen f. d. lfm . | — | 178d | — |
| ,, ,, Granit . . . . . . . . . | — | 56 | — |
| ,, ,, Beton . . . . . . . . . | — | 42 | 56 |

Die Nebenspannungen versuchte man bei dem Entwurf und der Ausarbeitung möglichst klein zu halten. Die größten Nebenspannungen, die gleichzeitig mit den größten Hauptspannungen auftreten, sind folgende

| | Vom Eigengewicht | Vom Verkehr | Vom Eigengewicht + Verkehr |
|---|---|---|---|
| | kg/cm² | | |
| Untergurt. . . . . . . . . | ± 91,5 | ± 91,5 | ± 148 |
| Obergurt . . . . . . . . . | + 148<br>— 176 | ± 218 | + 366<br>— 394 |
| Diagonalen . . . . . . . . | ± 352 | ± 197 | ± 443 |
| Vertikalen . . . . . . . . | ± 155 | ± 310 | ± 338 |

Die größten Nebenspannungen treten in nicht voll ausgenutzten Stabquerschnitten auf; um ihretwillen sind keine Stäbe verstärkt worden. Die bei der Aufstellung gemessenen Werte blieben hinter den berechneten zurück. Sie künstlich zu verringern, wie das Lindenthal bei der Sciotoville Brücke getan hat, ist nicht versucht worden, da die Stäbe, vor allem im Untergurt, dazu zu steif waren.

Die Spannungen während der Aufstellung erreichten infolge des Eigengewichts und der Krane die Werte + 1308 und — 1122 kg/cm² (bei $\frac{l}{i} = 46$) und bei einem Winddruck von 148 kg/m² + 1432 und — 1382 kg/cm². Sie waren nur im Endfeld des Obergurts größer als in der fertigen Brücke; da aber dieser Stab ohnehin stärker bemessen werden mußte, als an sich nötig, machte die Aufstellung keinen Mehrverbrauch an Eisen in den Bogenträgern erforderlich.

Für die Verankerungsstäbe aus gewöhnlichem Flußeisen wurden wie in der Brücke selbst 1406 kg/cm² ohne Wind und 1758 kg/cm² mit Wind zugelassen.

8. Die Vorschriften für die Werkstattarbeit sollten die beste erreichbare Arbeit sichern und womöglich einen Fortschritt herbeiführen. Die Leitung des ausführenden Werkes, Ambridge bei Pittsburg, tat ihr Bestes, um dem zu entsprechen.

Die Nietlöcher durften bis zu 12,7 mm Materialstärke gelocht werden, bis 15,9 mm Stärke gleichfalls mit einem um 3,2 mm kleineren Lochstempel. Sie waren dann nach dem Zusammenbau um 4,8 mm, also 1,6 mm über den Nenndurchmesser aufzureiben. In gewöhnlichem Flußeisen durften auch noch bis 19,2 mm starke Teile gelocht werden, doch höchstens mit 17,6 mm weiten Löchern; auch diese sind 1,6 mm zu groß aufzureiben. Stärkere Versetzungen von Löchern in aufeinanderliegenden Teilen als 1,6 mm sollten nicht vorkommen; wenn das nicht zu erreichen wäre, sollte die Bauaufsicht befugt sein, das Lochen ganz zu untersagen. Die Löcher in stärkeren Teilen sollten entweder um 1,6 mm zu klein gebohrt und dann um 3,2 mm aufgerieben werden, oder es sollten nach dem Zusammenbau die um 1,6 mm zu großen Löcher gleich durch alle Teile durchgebohrt werden. Die fertigen Löcher mußten vollkommen glatt sein.

Das Bohren und Aufreiben sollte trocken geschehen mit Werkzeugen aus selbsthärtendem Stahl.

Nach dem Bohren und Aufreiben ist an jedem Loch ein kleines Versenk von 1,6 mm Tiefe mit einer besonderen Reibahle anzubringen. Wo nötig, sind die Teile zur Entfernung von Spänen auseinanderzunehmen.

Da die meisten Löcher im Bogen hiernach gebohrt werden müßten, wurden sie, wie in Amerika üblich, nach Holzschablonen angekörnt und hierauf 10 bis 15 vH der Löcher mit 17,1 mm ∅ gebohrt. Dann wurden die Einzelteile zusammengebaut und mit Schrauben von 15,9 mm ∅ geheftet. Nun wurde der Rest der Löcher auf den Fertigdurchmesser durchgebohrt, nur die Löcher für die Montageniete erhielten nur 17,5 mm ∅. Endlich wurden die Heftschrauben umgesetzt und die ersten Löcher aufgerieben. Dann folgte die Nietung. Die beiden Stege des Untergurtes wurden getrennt mit ihren Flanschen zusammengebaut und vernietet, dann mit dem Mittelsteg verschraubt und vernietet, endlich wurden die Gurtplatten aufgebracht. Bei den großen Blechstärken mußte aber doch etwas mit Seifenwasser geschmiert werden.

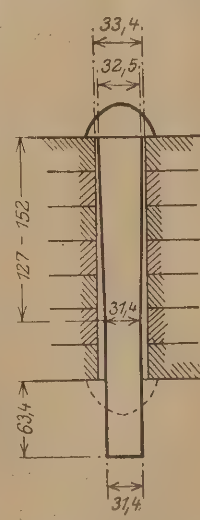



**Abb. 13.** Form der Niete.

Die Nietung erforderte 840000 Werkstattniete und 334 000 Montageniete, davon 400 000 von 31,8 mm ∅. Die meisten Niete von 31,8 und 25,4 mm ∅ wurden mit hydraulischen Nietpressen von 100 t Schließdruck hergestellt, deren jede täglich etwa 3500 Niete schlug. Die starken Montageniete und schwer zugänglichen Werkstattniete wurden mit Druck-

[6]) Für die Hauptträger und Querverbände des großen Bogens aus hartem Flußeisen.
[7]) Für die Fahrbahn, Hängestangen und Rampenbrücken aus gewöhnlichem Flußeisen.

lufthämmern (Boyer Nr. 90) von 23 cm Hub und Druckluftgegenhaltern geschlagen. Die Enden der langen Niete sollten nach der Vorschrift eben in Wasser abgeschreckt werden, damit sich beim Nieten der Schaft erst gut stauchen sollte, bevor der Kopf gebildet würde. Ferner war verlangt, daß sich die heißen Niete nur mit einem Hammer ins Loch eintreiben ließen, da sonst Niete mit Schaftlängen von 3 d und mehr das Loch nicht satt ausfüllen, auch sollten Niete mit Längen von 4 d und mehr etwas konisch sein, so daß sie am Setzkopf 1,2 mm stärker, am freien Ende 0,4 mm schwächer als der Nenndurchmesser wären. Versuche hatten gezeigt, daß sich solche Niete gut schlagen ließen und die Löcher besser ausfüllten als gewöhnliche, gerade Niete, vorausgesetzt, daß die Löcher genau nach Vorschrift glatt gebohrt waren mit einem um 1,6 mm größeren Durchmesser als der Nenndurchmesser. Später stellte sich aber doch heraus, daß wegen der Abnutzung der Gesenke für die Niete und der Bohrer für die 31,4 mm-Niete so viel Spielraum gegeben werden mußte, daß der kleinste Durchmesser am Setzkopf 32,5 mm betrug (also nur 0,7 über Nenndurchmesser) und nach dem Schließkopf zu auf 30,4 mm abnahm auf eine Länge von 12,7 bis 15,2 cm, je nach der gesamten Schaftlänge (Abb. 13). Der Rest des Schaftes war zylindrisch. Damit diese Niete genau rund wurden, mußten sie im Gesenk mit mindestens 2 Schlägen hergestellt werden, zwischen denen das Niet um 90° gedreht wurde, damit kein Bart entstünde.

Mit besonderer Sorgfalt wurden die Gurtenden auf einer eigens hierfür beschafften Maschine gefräst. Die Maschine hatte eine Schnittlänge von 3,62 m in der Wagerechten und 3,20 m in der Lotrechten. Die Untergurtstäbe mit gebrochenen Stoßflächen wurden glatt abgefräst und so zusammengebaut. Erst nachdem dann die Träger wieder auseinandergenommen waren, wurden in den beiden äußeren Dritteln die Flächen mit Anlauf gefräst, und zwar mit einem Schruppschnitt parallel zur Stoßfläche und einem Schlichtschnitt senkrecht dazu. Die Stablängen mußten bis auf 0,4 mm genau eingehalten werden und die Stoßflächen auf 30 sek (0,4 mm auf 3 m) genau den verlangten Winkel zur Stabachse haben.

(Fortsetzung folgt.)

---

# DIE TECHNISCHEN FAKULTÄTEN DER UNIVERSITAS LATVIENSIS (RIGA) UND IHRE STELLUNGNAHME ZU DEN EINHEITLICHEN DEUTSCHEN BEZEICHNUNGEN.

*Von Bauing. Eduard Weiss, ä. Dozent, Riga.*

***Übersicht:*** Beim Ausbau der technischen Fakultäten der Lettländischen Universität ergab sich die Notwendigkeit einer Normung der Formelgrößen und der Ausschuß dafür beschloß, sich dem deutschen Schrifttum anzulehnen. Zu der Einigung vom 16. Dez. a. p. in Berlin werden einige Gegenvorschläge gemacht.

Das Polytechnikum zu Riga wurde im Jahre 1862 gegründet und hatte als Technische Hochschule in Rußland einen festbegründeten Ruf. Es beherbergte eine Reihe erster Namen, von denen genannt seien: W. Ritter, Lang, Ostwald, Mohrmann, Grübler, Beck, Levicki, Bischoff, Walden, K. und M. Glasenapp, Centnerszwer u. andere. 1919 wurde die Universitas Latviensis im selbständigen Lettland gegründet, die elf Fakultäten umfaßt — alle humanistischen und alle technischen, außer Bergbau. Die Unterrichtssprache ist Lettisch. Die technischen Fakultäten bauen sich auf dem alten Polytechnikum auf, wobei man in den bald vier Jahren des Bestehens bemüht war, befreit von russischer Einwirkung, die Fakultäten auf zeitgemäßer westeuropäischer Grundlage zu entwickeln. Diese Organisationsarbeit brachte es mit sich, daß die Bauingenieur-Fakultät mit Hinzuziehung von Vertretern anderer Fakultäten eine Kommission unter dem Vorsitz des Schreibers dieser Zeilen zur Normierung von Formelgrößen einsetzte.

Die Grundsätze, von denen sich Fakultäten und Kommission leiten ließen, waren: nach Möglichkeit nichts neues erfinden, sondern sich dem internationalen Gebrauch anschließen; des weiteren wurde entschieden, sich einem der großen Nachbarn anzulehnen, und zwar dem deutschen Schrifttum, da es bei uns am meisten verbreitet ist und die einheitlichste Bezeichnung besitzt, die auch schon in einen großen Teil des russischen Schrifttums eingedrungen ist. In Frage gestellt waren noch die französische und die englisch-amerikanische Literatur.

Als fast gleichzeitig der bekannte Streit in Deutschland entbrannte, stellte sich die Kommission von vornherein auf den Standpunkt, Altgewohntes nach Möglichkeit nicht zu verlassen und die Bezeichnungen der Hochschulkreise sich zu eigen zu machen, da von dorther auch in Zukunft die meisten wissenschaftlichen Werke zu erwarten seien.

Deshalb wurde die am 16. Dezember a. p. in Berlin erzielte Einigung mit großer Genugtuung begrüßt. Im folgenden sei es erlaubt, zu einigen der Vorschläge Stellung zu nehmen.

Die allen geläufigste Form des Hookeschen Gesetzes ist $\varepsilon = \alpha\,\sigma$, weshalb die Einführung von $\varepsilon$ = Wärmeausdehnungszahl sehr leicht irreführt, da die Wärmedehnung mit der Spannungsdehnung verwechselt werden kann. Für letztere möge $\alpha = \frac{1}{E}$ vorgeschlagen werden, für Wärmedehnung $\beta$ (Handb. für Eisenbet.) oder vielleicht noch besser $\omega$ (Saliger), da $\omega$ an W-Wärme dem Aussehen nach erinnert und eine ausgesprochene Einheitlichkeit für die Bezeichnung der Wärmedehnung noch nicht vorhanden ist. Damit würde auch $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta s}{s}$ festgelegt, als in den meisten Handbüchern usw. (Hütte, Foeppl, Mörsch) gebräuchlich. Für die Querdehnung wird oft $\beta$ gebraucht. (Foerster, Taschenbuch, Hütte.)

Die Bezeichnung S'p oder M'p für Stabkraft resp. Moment aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast in entgegengesetzter Richtung von Sg oder Mg — erscheint im allgemeinen ziemlich überflüssig, die Definition jedoch von max. S und min. S, max. M und min. M als einzig richtig.

Wünschenswert erscheint es nur ähnlich auch max. Q und min. Q zu erklären. Herrn Weitzel (Bautechn. H. 5), der vorschlägt, mit max die absolut größte Kraft resp. Moment, mit min die absolut kleinste zu bezeichnen, ist zu entgegnen, daß beim Aufzeichnen von Diagrammen, besonders für Q und M, es sofort klar wird, daß die am 16. Dezember angenommene Fassung die einzig mögliche ist. Der absolute Größtwert ist ja ohnehin ersichtlich, es kann z. B. beim durchlaufenden Träger nur sein: max. M = Mg + max. Mp; min. M = Mg + min. Mp ohne Rücksicht auf die absoluten Größen der Endresultate. Das max. und min., ebenso max. absol. und min. absol. vor dem Buchstaben zu schreiben, war bei uns schon lange teilweise in Brauch.

Obgleich schon Keck und Winckler die Auflagerkräfte für Endstützen mit A und B, für Mittelstützen mit $C_1$, $C_2$, $C_3$ . . . . . zu bezeichnen vorgeschlagen haben, scheint dieses sich doch nicht so recht eingebürgert zu haben. Viel klarer ist es, die Stützen fortlaufend mit A, B, C, D, E usw. zu bezeichnen, wie das fast überall zu finden ist (auch von Müller-Breslau oft gebraucht). Jedenfalls werden wir hier uns wohl kaum ersteren Vorschlage anschließen können.

Zu g, p und w wäre zu bemerken, daß diese Belastungen sich nicht nur auf eine Längeneinheit, sondern auch auf die Flächeneinheit beziehen können, was im Vorschlag nicht angeführt ist.

Die verhältnismäßig jungen Indices zul. und erf. werden wir, und wohl auch andere Länder, kaum mit übernehmen können, wie überhaupt keine Abkürzungen (nicht Anfangs-

buchstaben), deutscher Wörter. Hier sei es gestattet, einen neuen Vorschlag zu machen, der wohl außer in Deutschland, wo ein jeder Mann mit Hochschulbildung Lateinisch versteht, auch in England, Amerika, Italien, Frankreich, Spanien, Belgien und den Skandinavischen Ländern verstanden werden kann. Für zulässig sei gesetzt — a d m = admissum (admissible) und für erforderlich — n e c = necessarium (necessary, necessaire), und zwar ebenso wie max. — vor dem Buchstaben, z. B. adm. σ oder nec F.

Der Buchstabe ü für Überhöhung kann, da Umlaute nur dem Deutschen und Skandinavier bekannt sind, bei uns auch keine Einführung erhalten, es ist aber dies eine recht unwesentliche Bezeichnung.

In bezug auf $\sigma_B$ wäre noch zu bemerken, daß die Definition: Bruchspannung unter Umständen irreführend sein könnte, da z. B. bei Eisen die Spannung beim Bruch niedriger als die Höchstspannung ist — augenscheinlich ist letztere gemeint. Es wäre vielleicht nützlich Bruch- resp. Höchstspannung zu schreiben.

Mit größter Aufmerksamkeit werden wir hier den endgültigen Beschlüssen entgegensehen, wobei uns der aufrichtige Wunsch erfüllt, er möge segensreich auch für das Ausland sein.

---

# WELCHEN WERT HAT DIE ANWENDUNG DES TAYLOR-SYSTEMS AUF DIE ARBEITSLEISTUNGEN IM BAUGEWERBE?

(Wissenschaftliche oder wirtschaftliche Betriebsführung.)

*Von Dr.-Ing. Agatz, Baurat in Bremen.*

***Übersicht.*** Nach kurzer Erläuterung des Taylor-Systems und seiner Anwendung auf die Maschinen- und Eisenindustrie wird näher auf die wirtschaftliche Erziehung des Bauingenieurs an den Hochschulen eingegangen. Untersucht wird die Frage, ob wissenschaftliche Betriebsführung (psychotechnisch) oder wirtschaftliche Betriebsführung, angewendet auf die geistigen Kräfte, hochwertigere Arbeitsleistungen und einheitlichere Organisation im Baugewerbe erzielt.

Immer und immer wieder tauchen in den letzten Jahren Vorschläge auf, wie in der Maschinen- und Eisenindustrie so auch im Baugewerbe, besonders bei der Ausführung von großen Ingenieurbauwerken die wissenschaftliche Betriebsführung aufzunehmen, da gerade ihre Einführung trotz des anfänglichen Widerstandes seitens der Privatindustrie heute erst die großen Vorteile der Serien- und Massenfabrikation mit ermöglichte. Das Endziel, das erreicht werden soll, umfaßt: „Mit geringstem Energie- und Kostenaufwand die größtmöglichste Arbeitsleistung zu erzielen."

Nachdem sich Frederik, Winslow Taylor in der Maschinenfabrik der Midvale Steel Co. vom Lehrling, dessen sehnlichster Wunsch es einst war, das Hochschulstudium zu ergreifen, innerhalb kurzer Zeit zum jungen Meister emporgearbeitet hatte, erkannte er bald, daß an den Drehbänken mehr Arbeit geleistet werden könnte, wenn gewisse Arbeitsverrichtungen vereinfacht oder zusammengelegt würden. Nach einem anfänglich zähen Kampf mit den Arbeitern setzte er seine Versuche auch späterhin als Obermeister und Direktor fort und baute sein System immer weiter aus, so daß es auch in anderen Betrieben mehr und mehr Eingang fand. Die Amerikaner ehrten ihren größten Fabrikationsorganisator durch die Benennung dieses Systems mit seinem Namen. Rufen wir es uns dem Wesen nach noch einmal ins Gedächtnis zurück, so wird jede Arbeitsleistung in ihre einzelnen Teile zerlegt und auf ihre Zweckmäßigkeit hin, was Zeit- und Energieaufwand anbelangt, geprüft. Alsdann erfolgt ihre Vereinfachung, Streichung oder Zusammenlegung. Eine andere Untersuchung, die Psychotechnik, erstreckt sich auf die Eignung der betreffenden menschlichen Arbeitskräfte, um herauszufinden, ob sie dem Arbeitsgebiet entsprechend sich rasch und gut anzupassen vermögen.

Bekanntlich ist nach dem Kriege aus Bauingenieurunternehmerkreisen in Berlin eine eigene Gesellschaft zur Erforschung der Wege, um ein gleiches Ziel wie in der Maschinenindustrie zu erreichen, begründet worden. Es sind Vorschläge gemacht, manche kostbare Arbeit auf Zeitstudien verwendet, aber in der Praxis selbst ist ein durchschlagender Erfolg noch nicht erzielt worden. Trotzdem werden die Versuche fortgesetzt und trotzdem erscheinen immer und immer wieder Aufsätze, die den Wert der wissenschaftlichen Betriebsführung, der Psychotechnik, hervorheben und ihr einen großen Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit von Bauausführungen zuschreiben.

Es wird sich nun jeder unwillkürlich die Frage vorlegen: wird ein derartiges System genau so wie in der Maschinenindustrie auch im Baugewerbe Anwendung finden und gleiche Vorteile bringen können, und warum ist es auch heute noch nicht Allgemeingut der Unternehmer geworden, die doch als erste den größten Gewinn daraus ziehen würden?!

Vor nunmehr fast 3 Jahren trat zum ersten Male der Gedanke der Einführung der Psychotechnik im Baugewerbe an mich heran, um sich auch später auf anderen Tiefbaustellen immer wieder in den Kreis meiner Betrachtungen hineinzudrängen, da gerade der Bauleiter, als der Vertreter der Unternehmerfirma, auf größte Wirtschaftlichkeit der Bauausführung sein Hauptaugenmerk richten muß. Das zusammenfassende Bild erhielt ich aber erst, als ich in den letzten Monaten das gesamte Arbeitsgebiet meiner Unternehmertätigkeit nochmals einer geistigen Durcharbeitung unterzog, um einmal für mich selbst eine Klärung der damals täglich immer aufs Neue auf einen einstürzenden Eindrücke und Erfahrungen vorzunehmen, anderseits aber sie auch für die Allgemeinheit auszuwerten, weil gerade im Baugewerbe für die Herstellung großer Ingenieurbauwerke die Organisation und wirtschaftliche Betriebsführung noch keine einheitliche, planvolle Linie zeigt[1]).

Um den Kern dieser Fragen zu erfassen, ist es notwendig, unsere Betrachtungen weiter auszudehnen und auf eine zweite Kampffrage näher einzugehen: „Sollen unsere jungen Studenten auf der Hochschule sich bereits mit diesem technisch-wirtschaftlichen Gebiet befassen, oder würde eine derartige Erweiterung einen schädlichen Einfluß auf das Studium der reinen Technik haben, so daß eine Verflachung der wissenschaftlichen Bildung unseres Nachwuchses eintreten würde?"

Sowohl Hochschullehrer wie Herren aus der Praxis haben in teilweise scharfen Ausführungen ihre Stellungnahme klargelegt, ohne daß dadurch jedoch die Frage aus dem Stadium der akademischen Erörterung herausgetreten ist. Sie wird es auch so lange nicht, bis nicht alle Kreise aus Theorie und Praxis ihre Erfahrungen zusammengetragen haben. Ein jeder lebt sein besonderes Leben, ein jeder macht unter einem anderen Gesichtswinkel seine besonderen Erfahrungen, die aber zusammengeführt werden müssen, um ein klares Bild zu ergeben.

Auch meine heutigen Ausführungen sind aus eigenem Schauen und Erleben entstanden und werden wiederum verschiedenen Auffassungen begegnen und Widerspruch auslösen. Sie sollen es und erreichen damit ihren Zweck, daß dieses für unsere Fortbildung so unendlich wertvolle Gebiet weiter erschlossen wird.

Als ich nach vollendetem Studium später in die Privatindustrie eintrat und zum ersten Mal meine Tätigkeit auf einer Baustelle aufnahm, da waren mir Arbeiterfragen, Vor- und Nachkalkulation, kaufmännische Fragen usw., alles Dinge, die man unter den Begriff Organisation und Betriebsführung zusammenfassen kann, doch mehr oder weniger tote Gebilde, die eine rich-

---

1) Vergleiche auch das im Verlag von Julius Springer demnächst erscheinende Werk desselben Verfassers: „Organisation und Betriebsführung in Betontiefbaustellen".

tige Vorstellung nicht auszulösen vermochten. Eine jahrelange angestrengte Arbeit neben dem Dienst, ein inniges Zusammenarbeiten und Verstehen von Sach- und Menschenwerten bedurfte es, um sich allmählich einzufühlen. Das ist eben der gewaltige Unterschied zwischen Staat und Privatindustrie, daß der junge Ingenieur in letzterer vor ganz andere, gewaltige Aufgaben gestellt wird, die ihn zu erdrücken drohen und die er mit aller Macht mit seiner ganzen Energie überwinden muß, wenn er nicht als „gewogen und zu leicht befunden" abgetan werden will. In dem großen Wirtschaftskampf auf sich selbst gestellt, steht er dem ganzen Komplex von neuen Fragen nur mit dem Rüstzeug gegenüber, das ihm die Natur mitgegeben hat. Dann wünscht der junge Ingenieur so sehnlichst, daß er wenigstens früher Anleitung gehabt hätte, daß er bereits in der Zeit seiner Lernjahre in die Grundzüge der Materie eingeführt worden wäre, um in den Lehrjahren besser gerüstet dazustehen. In solchen Zeiten fragt sich der Ingenieur, warum er nur alles das gelernt hat, was reine Technik anbelangt, aber von dem, was erst die Technik zum Leben erweckt, das innigste Zusammenwirken von Technik und Wirtschaft, wenig oder gar nichts zu hören bekommen hat. Mancher Ingenieur hat wohl anfangs deshalb Schiffbruch erlitten, nicht weil er unbefähigt oder träge war, sondern weil er als Neuling in den Kreis seiner Mitarbeiter und Untergebenen nicht einzudringen vermochte, weil er nicht die richtigen Leute fand und weil auch sie zum größten Teil Jungmannen auf dem Gebiet der Wirtschaftstechnik waren. Was nützt dem Ingenieur das beste Wissen, wie Eisenbeton berechnet, wie Gründungen und Ingenieurbauten aller Art entworfen werden, wenn er hilfslos ist, sobald an ihn die Forderung herantritt, nun ein Bauwerk auf die wirtschaftlichste Weise ins Leben zu rufen. Beide, Bauherr und Unternehmer, treten in gemeinsamer Arbeit an diese Aufgabe heran. Wie manche Unternehmerfirma würde Zeit und Geld für trübe Erfahrungen sparen, wenn sie Leute hinaussenden könnte, die nicht erst das entstehende Bauwerk als Lernobjekt betrachten müssen. Und anderseits wie mancher Vertrag würde mehr der Wirklichkeit entsprechend, wie manches Bauwerk würde billiger, d. h. wirtschaftlicher ausgeführt werden können, wenn auch die Ingenieure des Bauherrn Wirtschaft und Technik inniger miteinander vereinen würden.

Gewiß wird sich jeder, ob Unternehmervertreter oder Staatsbeamter, im Laufe der Praxis allmählich seine Erfahrungen sammeln, aber daß viel Geld und viel Zeit zu ihrer wirtschaftlichen Erziehung alsdann verschwendet wird, das wird vergessen. Und gerade in den heutigen Zeiten ist es Pflicht am eigenen Volke, die Wege zu suchen, die am wirtschaftlichsten zum gemeinsamen Aufbau hinführen.

Somit komme ich zum Ausgangspunkt meiner Betrachtungen zurück, wie am zweckmäßigsten die Wirtschaftlichkeit im Baugewerbe bei Ausführung von Ingenieurbauten erreicht werden kann. Aus vorstehendem erkennt man, daß der Kopf, der bauleitende Ingenieur, in jungen Jahren selbst noch ohne Rüstzeug ist.

Und nun zum zweiten, der wissenschaftlichen Betriebsführung, der Psychotechnik. Sie bezweckt, die Arbeitsmethoden zu erforschen, die Arbeitsvorgänge zu zergliedern und ihre Gesetzmäßigkeit festzustellen. Also der Arbeiter ist es, an den der Hebel angesetzt werden soll. Und das ist der Kernpunkt hierbei. Die Erfahrungen, die man in der Maschinen- und Eisenindustrie gemacht hat, will man ins Baugewerbe hinübernehmen. Nun sind aber erstere Wirtschaftsformen, die sich aus jahrzehntelanger Arbeit herauskristallisiert haben. Es sind bereits straffe Organisationen, die an Ort und Platz gebunden und demzufolge einer räumlichen Veränderung nicht unterworfen sind. Das Baugewerbe ist polypenartig über Länder und sogar Erdteile in einzelne Teile, die Baustellen, zergliedert, die von Zeit zu Zeit immer wieder ihre Plätze wechseln. Heute an der Küste, morgen im Hochgebirge — bald auf der Erde, bald unter der Erde, einmal im Trockenen, ein anderes Mal unter Wasser — usw. Jede Baustelle hat ihre besondere Charakteristik, die sich niemals in starre Formen pressen läßt und auch nicht lassen darf. Es ist ferner ein Unterschied, ob heute der schwerblütige Niedersachse, morgen der schneller arbeitende, aber leichter erregbare Berliner und ein anderes Mal der bayerische Arbeiter für die Bauarbeiten Verwendung findet. Die Maschinen- und Eisenindustrie rechnet mit festem Arbeiterstamm. Das Baugewerbe hat wandernde Arbeitnehmer, sowohl Arbeiter wie Poliere und Meister. Also auch hier niemals konstante Verhältnisse, sondern eine täglich sich ändernde Form. Anfangs gelernte Arbeiter in genügender Zahl, bald Behelf mit angelernten Arbeitern; jetzt Erdarbeiter, dann Friseure, Kellner usw. für dieselben Arbeiten. Unendlich ist die Vielgestaltigkeit im Baugewerbe. Aber allein an ihr erkennt man den Wert der Einführung der Psychotechnik, der wissenschaftlichen Betriebsführung. Es ist ein dauernder Kampf gegen Windmühlen, heute eine Kraft eingearbeitet, morgen wiederum eine neue träge Masse in veränderter Form und so fort. Und hierin liegt meines Erachtens auch der Grund des Mißlingens ihrer Einführung im Baugewerbe. Es ist und bleibt ein Torso, auf anderen Boden verpflanzt wird es und kann es nicht gedeihen. Man lasse die Verbesserung der Arbeitsleistung des Arbeiters selbst vorerst aus dem Spiel, aber lege das Hauptgewicht auf die wirtschaftliche Betriebsführung, die sich in manchen Punkten mit der Psychotechnik und wissenschaftlichen Betriebsführung berührt, aber andere Wege einschlägt.

Diese Betriebsführung erstreckt sich auf die wirtschaftliche Arbeitsleistung und Erziehung der geistigen Kräfte des Baugewerbes. Bauleiter, Bauführer und Kaufleute sind die Träger der Bauausführung und bilden das Rückgrat der Organisation und Betriebsführung. Auf ihnen ruht das Schwergewicht, sie sind die Leiter von kleinen oder größeren Arbeitergruppen, und darum ist an ihnen der Hebel anzusetzen. Ihnen sind die Mittel in die Hand zu geben, damit sie erkennen, was teuer, was billig in der Herstellungsweise ist, wie Material und Arbeiter anzufassen und zu verwerten sind, damit die höchste Wirtschaftlichkeit erzielt wird.

Baugeräte, Werkzeuge und Baustoffe sind zu normalisieren, ihr Bedarf und ihr Einkauf zu organisieren.

Nach- und Vorkalkulation ist von Grund auf aufzubauen und in bestimmte Arbeitsverrichtungen einzuteilen.

Der Aufbau und die Einrichtung einerseits, die Fortführung des Baues selbst anderseits sind nach ganz bestimmten Gesichtspunkten vorzunehmen.

Der Kaufmann hat mehr als bisher seinen Betrieb zusammen mit dem Bauleiter zu vereinheitlichen und auf die Betriebsführung zuzuschneiden.

Techniker und Kaufmann sind auf ihr organisches Zusammenarbeiten hinzuführen und ihre Richtlinien festzulegen.

Der ganze Arbeitskomplex faßt sich eben zusammen in Organisation und Betriebsführung.

Einige Beispiele lehren den Unterschied:

Welche Kosten werden erspart, wenn an den einzelnen Arbeitern Verbesserungen ihrer Arbeitsleistungen vorgenommen werden?

Aber welche Ersparnisse können erzielt werden, wenn:

- die Einrichtung einer Baustelle durch planvolle Organisation, auch nur um wenige Wochen verringert wird,
- wenn die Bauhölzer und Baracken normalisiert und des öfteren verwendet werden als bisher,
- wenn von Baubeginn an eine planvolle Nachkalkulation einsetzt, so daß Bauleiter und Bauführer die Wirtschaftlichkeit der Bauausführung dauernd überwachen können,
- wenn Material richtig eingekauft und frühzeitig zur Stelle ist,
- wenn der Kaufmann die Frachtensendungen richtig deklariert,
- wenn die Gelder für vertragliche oder außervertragliche Arbeiten auch nur um 1 bis 2 Wochen früher vom Bauherrn durch genaue und klare Unterlagen angefordert und gezahlt werden können!

Auch diese Beispiele sind noch fortzusetzen, aber man erkennt schon jetzt, daß die größten Fehler der Wirtschaftlichkeit nicht bei den Arbeitern selbst, sondern bei der Leitung der Baustellen

liegen und daß hier die Feile zuerst angesetzt werden muß. Und wie es beim Unternehmer ist, so ist es auch in der gleichen Form beim Bauherrn.

Fassen wir nunmehr die Ausführungen zusammen, so ergibt sich, daß das Taylorsystem unbedingt im Baugewerbe Anwendung finden muß, aber in anderer Weise als in der Maschinen- und Eisenindustrie. Nicht Psychotechnik und Erforschung einzelner Arbeitsleistungen des Arbeiters, sondern wirtschaftliche Betriebsführung. Zuerst muß der Kopf organisiert werden und dann der Rumpf. Alle anderen Methoden werden auch weiterhin zur Erfolglosigkeit verurteilt sein. Die Hochschule aber soll und muß der neuzeitlichen Arbeitserforschung folgen, muß mehr als bisher die Studenten auch in das Gebiet, wo Technik und Wirtschaft nur in innigster Verbindung ihre Aufgaben lösen können, einführen, um das Rüstzeug des jungen Ingenieurs auch gegen die neuen Anforderungen wehrhaft zu machen.

---

# VERSUCHE MIT HOCHWERTIGEM BETON.

*Von Dr.-Ing. Karl Weidert, Direktor der Wayß & Freytag A.-G., Berlin.*

Der Erzeugung eines hochwertigen, d. h. eines die allgemein bekannten Güteeigenschaften wesentlich übertreffenden Betons ist bisher leider nicht die Aufmerksamkeit geschenkt worden, welche ihr mit Rücksicht auf die Bedeutung eines Qualitätsbetons für die Weiterentwicklung des Eisenbetonbaues zukommt. Der Hauptgrund hierfür mag darin zu suchen sein, daß die Beschränkungen, welche die „Ministeriellen Bestimmungen" in bezug auf die höchstzulässigen Spannungen dem Beton als Baustoff auferlegen, eine wirtschaftliche Ausnutzung des selbstverständlich mit größeren Herstellungskosten verbundenen hochwertigen Betons nicht zulassen. Mit der Anwendung von hochwertigem Beton im Eisenbetonbau hätte daher eine Anpassung der „Bestimmungen" an die erhöhten Güteeigenschaften desselben und an die dadurch bedingten Konstruktionseigenheiten Hand in Hand zu gehen. Um dies zu erreichen, sind jedoch entsprechende Versuche und Erfahrungen Vorbedingung. Zu solchen gab der nicht an die „Ministeriellen Bestimmungen" gebundene Eisenbeton-Schiffbau Anlaß und Gelegenheit. Wenn aus hier nicht zu erörternden besonderen Gründen die in diesen gesetzten Hoffnungen auch nicht in dem gewünschten Maße in Erfüllung gingen, so sind doch auch für den Landbau wertvolle Erfahrungen gesammelt worden, die den Weg weisen, auf welchem weiter zu gehen wäre, um den im Schiffbau zur Verwendung gelangten hochwertigen Beton auch im Landbau da einzuführen, wo er zweckmäßige und wirtschaftliche Anwendung finden könnte. Es sei dieserhalb auf meinen gelegentlich der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins im Jahre 1921 gehaltenen Lichtbildervortrag über „Erfahrungen und Fortschritte im Eisenbeton-Schiffbau" hingewiesen (veröffentlicht im Bericht über die 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins und im „Zement" 1921, Heft 41 ff.), der in wissenschaftlicher Hinsicht eine wesentliche Erweiterung des seinerzeit Vorgetragenen durch meine Dissertation „Der Eisenbeton als Schiffbaustoff" erfahren hat.

Der nachfolgende Abschnitt aus dieser Arbeit befaßt sich mit einem Teil der Untersuchungen von Qualitätsbeton. Es sei vorausgeschickt, daß der in dem nachfolgenden Auszug aus meiner Dissertation mit „Schiffbaubeton" bezeichnete Qualitätsbeton unter Beachtung der sonstigen in der Arbeit gekennzeichneten Maßnahmen nach dem Rüttelverfahren hergestellt ist, d. h. daß der flüssige Beton zur Erzielung größtmöglicher Dichte und Festigkeit durch Abklopfen der Verschalungen mit Preßlufthämmern in die Schalform eingerüttelt wurde.

## I. Bestandteile des Schiffbaubetons.

Bekanntlich ist die Qualität des Betons nicht nur abhängig von der Art seiner Bestandteile, sondern auch in besonderem Maße von den Mengenverhältnissen derselben, ferner von der Zubereitung und Verarbeitung des Gemenges sowie schließlich auch von der Behandlung des fertigen Betons während der Erhärtung. Hier sollen jedoch diese Umstände nur soweit erörtert werden, als sie die besonderen Erfordernisse des Schiffbaues betreffen, während die aus dem Landbau hinlänglich bekannten Verhältnisse nicht behandelt werden.

### Zement.

Daß ein erstklassiger Qualitätszement in Frage kommt, braucht nicht besonders betont zu werden. Man wird sich nicht mit einer beliebigen, vom Syndikat zugewiesenen, den Normen Genüge leistenden Marke begnügen, sondern, entsprechend den höheren Anforderungen, auch an die Güteeigenschaften des Zementes einen höheren Maßstab anlegen. Neben hoher Druckfestigkeit muß insbesondere hohe Zugfestigkeit verlangt werden. Ein möglichst geringes Schwindmaß ist nachdrücklichst auszubedingen. Schließlich sei noch darauf aufmerksam gemacht, daß, falls zur Einrüttelung des Betons in die engen Schalungen Preßlufthämmer benutzt werden, ein später Beginn und langsamer Verlauf des Abbindeprozesses erwünscht ist, da sonst die bei zu kurzer Abbindezeit bereits begonnene Erhärtung der zuerst geschütteten Betonmassen gestört werden könnte durch die beim Einrütteln des nachfolgenden Betons hervorgerufene Erschütterung.

### Mörtelsand und Zuschlagstoffe.

In dem Bestreben, einen Beton von größtmöglicher Festigkeit zu finden, wurde die Verwendung des am Piesberg bei Osnabrück vorkommenden Gesteins sowohl als Zuschlagstoff als auch als Mörtelsand studiert.

Das Piesberger Steinmaterial ist ein Schichtgestein der Kohlenformation (Kohlensandstein), das an Festigkeit und spezifischem Gewicht dem Granit und Basalt nahe kommt. Wegen seiner großen Wetterbeständigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen physikalische Einflüsse hat sich dasselbe schon seit Jahrzehnten als Pflasterstein bewährt und wegen seiner vorzüglichen Festigkeitseigenschaften und seines scharfen Kernes auch zur Herstellung von Zementwaren schon seit langer Zeit mit Vorteil Anwendung gefunden. Die chemische Analyse des Piesberger Steines ergab[1]), daß seine Hauptmasse aus reinem Sand (freier Kieselsäure) besteht, der vornehmlich durch kieselsaure Tonerde als Bindemittel zusammengehalten wird. Andere Bestandteile sind nur in ganz geringen Mengen vorhanden. Sein spezifisches Gewicht wird mit ca. 2,55, seine Druckfestigkeit im trockenen Zustande (als Mittel von 10 Bestimmungen) mit 1947 kg pro $cm^2$ angegeben. Das bei der Bearbeitung der Pflastersteine abfallende Gestein, durch Steinbrechmaschinen zerkleinert, mittels Gegenstromanlage gewaschen und nach Korngröße getrennt, gelangt zur Betonbereitung in drei Sorten zur Verwendung (Abb. 1), als Stein-



Abb. 1.

1) Vgl. Thörner: Untersuchung der Piesberger Pflastersteine und Durilitfabrikate.

sand von 0,5 bis 2 mm (in der Bildmitte), als Grus von etwa 2–4 mm (im Kranz darum gelagert) und als Splitt von etwa 4–30 mm Korngröße (am Rande).

Für die Entscheidung der Frage, ob dem Piesberger Grus als Mörtelsand Gruben- bzw. Flußsand oder der bedeutend scharfkörnigere Piesberger Steinsand beigegeben werden sollte, waren Vergleichsversuche maßgebend, die für das Mischungsverhältnis 1 Teil Zement zu 3 Teilen Sand für den Grubensand im Mittel 19 kg/cm², hingegen für den Piesberger Steinsand 40 kg/cm² Zugfestigkeit nach 28 Tagen nachwiesen. Im Auftrage meiner Gesellschaft in der Versuchsanstalt des Bremer Staates vorgenommene Druck- und Zugproben, die über die generelle Verwendung des Piesberger Materials Aufschluß geben sollten, ergaben für ein Mischungsverhältnis von 1 Teil Erzzement von der Zementfabrik Hemmoor zu 2½ Teilen Piesberger Material, von welchen 75 vH. Steinsand und 25 vH. Grus waren, nach 28 Tagen im erdfeuchten Beton bei Anwendung von Würfelformen mit 7 cm Seitenlänge und von Zugprobekörpern in Achterform die Festigkeiten:

Druck 548 kg/cm² und Zug 57,6 kg cm².

Die vorzüglichen Ergebnisse dieser Vorversuche, insbesondere die für Eisenbeton-Schiffbau so sehr erwünschte hohe Zugfestigkeit, gaben Anlaß, das Piesberger Gestein den im nachstehenden wiedergegebenen eingehenderen Untersuchungen zur Erlangung eines hochwertigen Betons zugrunde zu legen.

## 2. Bereitung und Verarbeitung.

### Mischungs- und Körnungsverhältnisse.

Um nun zu beurteilen, in welchem Verhältnis Piesberger Steinsand und Grus gemischt einen möglichst dichten und festen Beton ergeben, wurden nachfolgende 6 Mischungen auf ihren Hohlraumgehalt geprüft.

| Gemenge Nr. | Sand RT | Grus RT | Hohlräume in vH des Gemenges luftfeucht | getrocknet |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 4 | 0 | 23,4 | 35,7 |
| 2 | 3 | 1 | 22,4 | 34,8 |
| 3 | 2 | 2 | 32,2 | 39,6 |
| 4 | 1,6 | 2,4 | 35, | 38, |
| 5 | 1 | 3 | 38,7 | 38,6 |
| 6 | 0 | 4 | 43,3 | 44,5 |

Demnach erwies sich das Gemenge 2 als das günstigste, denn es ergab den geringsten Hohlraumgehalt, ließ also den dichtesten Beton erwarten und erfüllt mithin in Übereinstimmung mit der einschlägigen Literatur²) ein Kriterium für große Festigkeit, Wasserdichtigkeit, rostsichere Umhüllung der Eisen und Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse.

### Rüttelung mittels Preßlufthämmer.

Maßgebend für Erlangung eines Betons von möglichst dichtem Gefüge ist jedoch nicht nur das zweckentsprechende Mischungsverhältnis und Korngemenge, sondern auch die Art seiner Bereitung und Verarbeitung. Schon beim Mischvorgang sollte hierauf Bedacht genommen werden und für die Wahl der Mischmaschine mehr die qualitative als die quantitative Leistung den Ausschlag geben, was um so eher geschehen kann, als es sich im Schiffbau ja nicht um Bewältigung großer Betonmengen handelt. Ich gebe hierbei den mit Kollergängen arbeitenden Mischwerken den Vorzug, weil sie eine besonders innige Durcharbeitung des Betons gewährleisten.

Das im Landbau zur Verhütung der Bildung von Nestern und zur Verdichtung des Betons übliche Stampfen und Stochern ist z. B. im Schiffbau meist nicht angängig, namentlich dann nicht, wenn mit Qualitätsbeton gearbeitet wird. Dies leuchtet ein, wenn man einerseits bedenkt, daß es bei Verwendung des letzteren gelang, die Querschnitte der einzelnen Konstruktionsteile ganz bedeutend herabzusetzen, so beispielsweise die Stege der bulbeisenähnlich ausgebildeten Spanten eines Seeleichters bis auf 4 cm, und wenn man anderseits berücksichtigt, daß man im Schiffbau mit einer durchschnittlichen Bewehrung von 400–600 kg/m³ rechnet, die in einzelnen Bauteilen auf 800–1000 kg/m³ steigen kann, während im Landbau 100 kg/m³ durchschnittlich schon als hoch gilt und 250 kg/m³ für einzelne Bauteile die obere Grenze bilden. An Stelle der Verarbeitung des Betons mit Stampfern bzw. Stochereisen trat daher ein Einrütteln des Betons, hervorgerufen durch Abklopfen der Schalung mit Preßlufthämmern. Die Verdichtung des Betons nach diesem Verfahren war eine ganz außerordentliche, es wurden Raumverluste bis zu 43 vH, bezogen auf den Rauminhalt von Zement + Mörtelsand + Zuschlagstoff festgestellt im Vergleich zu den aus dem Landbau bekannten von ca. 30 vH. Die Rüttelung des Betons mit Hilfe der Preßlufthämmerung mußte daher auch auf die Erreichung hoher Festigkeitsziffern von wesentlichem Einfluß sein, was sich, wie die nachfolgende Tabelle zeigt, an Versuchen, die nach dieser Richtung hin mit Würfeln von 20 cm Seitenlänge und Achterzugformen aus Beton des auf S. 233 angegebenen Mischungsverhältnisses mit einem Wasserzusatz von 14 vH vorgenommen wurden, bestätigte.

Einfluß der Verarbeitung des flüssigen Betons auf seine Festigkeit.

| Art der Verarbeitung | | Festigkeit in kg/cm² nach 28 Tagen Druck | Zug |
|---|---|---|---|
| von Hand aus eingerüttelt | | 80 | 18,1 |
| Form von außen mit Preßlufthämmern abgeklopft | 8 Min. lang | 229 | 52, |
| | 10 Min. lang | 236 | 52,2 |
| | 12 Min. lang | 264 | 54,8 |

### Wasserzusatz.

#### Höhe desselben.

Die oben geschilderten Schwierigkeiten bei der Einbringung des Betons in die formgebenden Schalungen stellen Anforderungen an die Konsistenz des Betons, denen nur durch einen sehr hohen Wasserzusatz entsprochen werden kann. Bei Probeausführungen an einem Schiffsausschnitt in natürlicher Größe, an welchem die Herstellung einer Schiffskonstruktion in Qualitätsbeton nach verschiedenen Richtungen hin praktisch ausprobiert wurde (vgl. Abb. 2), erwies sich zur Erzielung der nötigen Leichtflüssigkeit des Betons bei einseitig geschalten, horizontalen Bauteilen (Boden, Deck) ein Wasserzusatz von 20 vH und bei doppelt geschalten vertikalen Konstruktionen (Wände, Träger) ein solcher von 25 vH in Raumteilen des Gemenges, bezogen auf luftfeuchtes Material, als notwendig. Für Versuche ist es üblich, den Wasserzusatz in Prozenten des Gewichtes zu dem vorher getrockneten Betongemenge zu bestimmen. Danach entsprechen die obigen Ziffern 14 bzw. 17 vH Wasserzusatz.

Für die Bezeichnung der Konsistenz eines Betons dürften folgende Benennungen am Platze sein:

7– 9 vH Wasser .......... erdfeucht,
10–12 ,, ,, .......... weich oder plastisch,
13–15 ,, ,, .......... flüssig,
darüber.................. dünnflüssig.

²) Vgl. u. a. Mörsch: Der Eisenbetonbau, V. Aufl. I, 1, S. 53 u. f.

Eisenbetonkonstruktionen im Landbau werden mit weichem, in besonderen Fällen auch mit flüssigem Beton hergestellt. Dementsprechend erstrecken sich auch sämtliche bisherigen

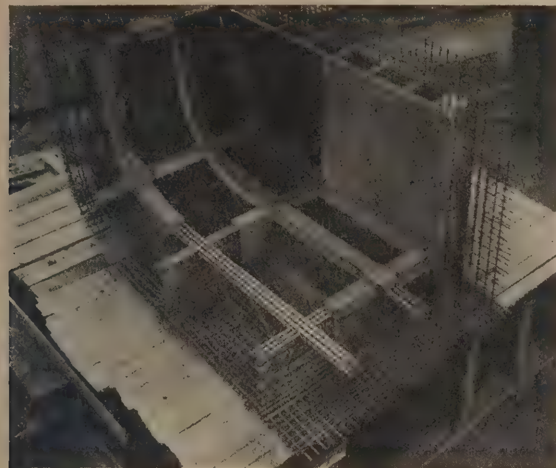


Abb. 2.

Versuche nur auf Beton dieser Konsistenz, so daß sich die Durchführung von Versuchen mit höheren Wasserzusätzen als notwendig erwies, um so mehr, als auch die Einwirkung der Preßlufttrüttelung neu hinzukam.

### Einfluß auf die Festigkeit.

#### Druckfestigkeit.

Zur Ermittelung des Einflusses der Höhe des Wasserzusatzes auf die Druckfestigkeit wurden zwei Serien von Probekörpern mit 17 vH und 20 vH sowie eine dritte Vergleichsserie mit 11 vH Wasserzusatz hergestellt. Der Beton bestand aus 1 Raumteil Erzzement und 2 ½ Teilen Piesberger Steinmaterial nach Gemenge 2 der vorhergehenden Tabelle. Die Probewürfel von 20 cm Seitenlänge wurden nach 7, 28 und 45 Tagen auf ihre Druckfestigkeit geprüft.

Um die Verhältnisse möglichst so zu treffen, wie sie im Bauwerk tatsächlich vorlagen, sind Holzformen verwendet worden, welche ein Abfließen des Wassers zuließen. Sie wurden nicht, wie von Gary und dem Deutschen Beton-Verein vorgeschlagen, in Eisenformen eingebaut[3]), weil dadurch die Wirkung der Preßlufthämmer zu sehr geschwächt worden wäre. Sofort nach dem Einbringen des Betons in die Holzformen wurden diese, auf einem Tische stehend, an allen vier Seiten mit Preßlufthämmern 10 Minuten lang abgeklopft, ebenso auch der Tisch von unten. 24 Stunden später beseitigte man die Seitenwände der Formen (die Bauart derselben gestättete dies mittels Flügelschrauben ohne Beschädigungen des Betons) und hob die Würfel nach weiteren 24 Stunden von der unteren Platte ab, um sie danach 6 Tage in feuchten Sand zu betten und die restliche Zeit in einem auf 10 bis 15° C gehaltenen Raum an der Luft zu lagern. Die Ergebnisse dieser Versuche sind nebenstehend zusammengestellt.

Die mit steigendem Wasserzusatz zu erwartende starke Verminderung der Festigkeit trat also ein, hielt sich aber selbst bei dem für die Ausführung in Frage kommenden höchsten Zusatz von 17 vH infolge des vorzüglichen Betongemisches und der zweckentsprechenden Verarbeitung immer noch nahezu an der oberen Grenze, welche bei der höchstzulässigen Betonbeanspruchung von 50 kg/cm² und einer fünffachen Sicherheit nach 45 Tagen 250 kg/cm² beträgt.

Werden die Festigkeiten der Vergleichsserie mit 11 vH Wasserzusatz als Einheiten gesetzt, so sind die verringerten Festigkeiten der beiden Serien mit 17 vH und 20 vH Wasser, die in der nachfolgenden Tabelle veranschaulichten.

| Wasserzusatz vH | 7 Tage | 28 Tage | 45 Tage |
|---|---|---|---|
| 11 | 1 | 1 | 1 |
| 17 | 0,536 | 0,603 | 0,673 |
| 20 | 0,333 | 0,362 | 0,537 |

Wie bereits aus älteren Versuchen bekannt[4]), erkennen wir auch hier wieder, daß der die Festigkeit beeinträchtigende Einfluß des Wasserzusatzes mit zunehmendem Alter abnimmt.

#### Zugfestigkeit.

Bei der großen Bedeutung, welche bei Qualitätsbauten der Zugfestigkeit des Betons zukommt, schien die Beobachtung des Einflusses des Wasserzusatzes auf diese von besonderem Interesse. An größeren Betonprismen konnten diese Versuche infolge Fehlens der hierzu erforderlichen Einrichtungen nicht vorgenommen werden. Die Feinkörnigkeit der Zuschlagstoffe ließ jedoch die Vornahme der Prüfung mittels der bekannten Achterformen von 5 cm² Bruchquerschnitt als zulässig erscheinen. Es wurden 4 Serien mit Wasserzusätzen von 11, 14, 17 und 20 vH angefertigt, u. zw. waren Beton, Lagerung und Prüfungstermine die gleichen wie für die Druckkörper. Die Bearbeitung mußte sich beschränken auf ein Abklopfen der Unterseite des Tisches, auf welchem die Probekörper hergestellt wurden, mit Preßlufthämmern.

| Wasserzusatz vH | 7 Tage | 28 Tage |
|---|---|---|
| 14 | 1 | 1 |
| 17 | 0,870 | 0,825 |
| 20 | 0,415 | 0,516 |

Die Ergebnisse dieser Versuche zeigen, daß der erhöhte Wasserzusatz ebenfalls eine Verringerung der Zugfestigkeit mit sich brachte, welch letztere bei dem für die Ausführung des Schiffbaubetons in Frage kommenden höchsten Zusatz von 17 vH doch noch ungefähr doppelt so hoch ermittelt wurde, als wir sie vom Landbau her kennen. Die scheinbare Abweichung von dem hier ausgesprochenen Satz, welche der Beton von 11 vH Wasserzusatz zeigt, ist durch die nicht genügende Einwirkung der Preßlufthämmerung auf den weniger flüssigen Beton erklärt, weshalb als Vergleichsgrundlage der Beton von 14 vH Wasserzusatz gewählt wurde.

| Wasserzusatz in Gewichtsteilen des getrockneten Gemenges | 7 Tage kg/cm² | 28 Tage kg/cm² | 45 Tage kg/cm² |
|---|---|---|---|
| 11 vH . . . . . . . . . . | 153 | 245 | 335 |
| | 148 | 257 | 385 |
| | 113 | 270 | 363 |
| Mittel: . . . . . . . . . . | 138 | 257 | 361 |
| 17 vH . . . . . . . . . . | 74 | 159 | 225 |
| | 74 | 147 | 255 |
| | 74 | 158 | 248 |
| Mittel: . . . . . . . . . . | 74 | 155 | 243 |
| 20 vH . . . . . . . . . . | 46 | 113 | 138 |
| | 46 | 83 | 198 |
| | 46 | 82 | 198 |
| Mittel: . . . . . . . . . . | 46 | 93 | 194 |

[3]) Vgl. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton: Flüssige Betongemische für Eisenbeton, Heft 39.

[4]) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton: Flüssige Betongemische für Eisenbeton, Heft 39.

Einfluß der Form.

Die Frage der wasserdurchlässigen und wasserabsaugenden Form für Probewürfel flüssiger Betongemische, die z. B. in Heft 39 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton von Gary eingehend besprochen ist, gewann für den Schiffbaubeton, wegen seiner noch größeren Wasserzusätze als die in den vorgenannten Versuchen angewendeten, erhöht Bedeutung. Eine Erweiterung dieser Untersuchungen schien daher geboten, um so mehr, als die bereits erwähnten Rücksichten auf die Rüttelung des Betons, die von Gary und dem Deutschen Beton-Verein vorgeschlagenen, in eiserne Formen eingebauten Holz- und Gipsformen für den mit Preßlufthämmern bearbeiteten Beton als ungeeignet erscheinen ließen, wie damit vorgenommene Versuche ergaben.

Analog der Prüfung der Druckfestigkeit mit verschiedenen Wasserzusätzen wurden mit demselben Betongemisch, den gleichen Lagerbedingungen und Prüfungsterminen, jedoch mit einem gleichbleibenden Wasserzusatz von 17 vH, zwei Serien von Würfeln hergestellt, und zwar die eine in eisernen Formen und die andere in Holzformen.

Der Vergleich der beiden Serien ist durch nachstehende Zusammenstellung veranschaulicht.

Einfluß der Form auf die Druckfestigkeit des Betons

| Form | Druckfestigkeit | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 7 Tg. | 28 Tg. | 45 Tg. | 90 Tg. |
| Eisen | 75 | 219 | 236 | 254 |
| | 75 | 226 | 238 | 226 |
| | 69 | — | 234 | 254 |
| Mittel | 73 | 222 | 234 | 245 |
| Holz | 74 | 263 | 290 | 301 |
| | 74 | 256 | 255 | 280 |
| | 74 | 242 | 269 | 304 |
| Mittel | 74 | 254 | 274 | 295 |

Das Verhältnis der Festigkeit des Betons in der Eisenform zu der des Betons in der Holzform ist demnach:

nach 7 Tagen .................... 1
,, 28 ,, .................... 0,87
,, 45 ,, .................... 0,86
,, 90 ,, .................... 0,83

Die Ergebnisse entsprechen somit denen der Garyschen Versuche, wonach mit der Holzform höhere Festigkeiten für flüssige Betongemische erreicht werden. Es zeigt sich nur, daß der so flüssige Beton auch in der Holzform nach 7 Tagen noch zu feucht war, um Unterschiede in der Festigkeit erkennbar werden zu lassen, und daß im späteren Verlauf der Erhärtung das Verhältnis der Festigkeiten in beiden Formen ziemlich konstant bleibt.

Einfluß der Preßluftrüttelung.

Schon bei den Probeausführungen an dem früher erwähnten Schiffsausschnitt in natürlicher Größe zeigte sich sehr deutlich die günstige Einwirkung der Preßlufthämmerung gerade auf den wasserreichen Beton. Die durch die Rüttelung aus dem flüssigen Beton ausgetriebene Luft trat in zahlreichen Bläschen an der Oberfläche desselben in Erscheinung. Bekanntlich zeigt Beton hohen Wasserzusatzes an den Bruchflächen ein poröses Aussehen, das von der darin enthaltenen Luft herrührt und seine geringere Festigkeit erklärt. Das Austreiben der Luft aus demselben kommt mithin einer Verdichtung und damit einer Festigkeitserhöhung gleich. Die Rüttelung ersetzt daher die bei flüssigem Beton nicht mögliche Stampfung, deren Wirkung bei erdfeuchtem Beton bekanntlich von wesentlichem Einfluß auf seine Dichtigkeit und Festigkeit ist.

Die vorteilhafte Wirkung der Bearbeitung des Betons mittels Preßlufthämmer scheint nicht in gleich günstigem Maß bei Beton geringeren Feuchtigkeitsgrades einzutreten.

## 3. Festigkeitseigenschaften des Schiffbaubetons als Verbundstoff.

Eine der Hauptforderungen, welche im Eisenbetonschiffbau an den Konstrukteur herantreten, nämlich diejenige, an Gewicht und damit auch an Material größtmögliche Ersparnisse zu erzielen, hat so hoch bewehrte und dünnwandige Bauelemente im Gefolge, daß es nicht genügt, die Festigkeitseigenschaften des Baustoffes an und für sich zu untersuchen. Es ergibt sich vielmehr die Notwendigkeit, auch die Festigkeitseigenschaften der durch die Erfüllung obiger Forderung bedingten Sonderkonstruktionen zu studieren und zu prüfen, inwiefern etwa der so stark bewehrte Verbundstoff sich anders verhält als der vom Landbau her bekannte Eisenbeton.

Neben der Prüfung der reinen Druck- und Zugfestigkeiten des hochwertigen Betons erschien es daher angebracht, Belastungsproben und Festigkeitsermittlungen an solchen Konstruktionselementen vorzunehmen, wie sie im Schiffskörper tatsächlich vorkommen, womöglich in natürlicher Größe. Denn die bisherigen Versuche geben, soweit ich aus der einschlägigen Literatur ersehen kann, keinen Aufschluß über die Wirkungsweise solcher Bauglieder, wie sie z. B. eine Bodenwrange darstellt, deren Höhe 70 cm beträgt, während ihre Stegstärke nur 4 cm ist (Abb. 3). Da die als Druckplatte zugehörige Bodenplatte eine Breite von 70 cm und eine Dicke von 5,5 cm aufweist, handelt es sich hier um einen Plattenbalken, bei welchem die Druckgurtbreite sich zur Stegbreite verhält wie 70 : 4 = 17,5 : 1 und die Druckgurtstärke zur Balkenhöhe wie 5,5 : 70 = 1 : 12,73, also um ganz ungewohnte Verhältnisse. Leider ließen weder die zur Verfügung stehenden Prüfungseinrichtungen noch die aufzuwendenden Kosten es zu, Versuche im erwünschten Umfang anzustellen, weshalb ich mich zu starker Einschränkung veranlaßt sah.

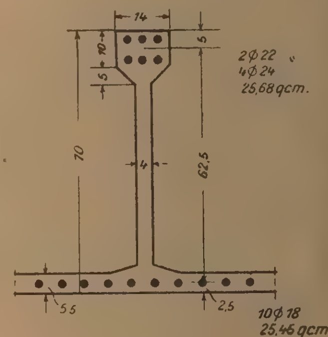


Abb. 3.

Widerstandsfähigkeit gegen statische Beanspruchungen.

Druck- und Zugfestigkeit.

Bezüglich der reinen Druck- und Zugfestigkeit des unbewehrten Betons sei auf die in den vorigen Abschnitten bereits erwähnten Versuchsserien von Probewürfeln und Zugprobekörpern in Achterform hingewiesen, die, wenngleich sie zunächst nur als Prüfung des Einflusses des Wasserzusatzes zum Beton gedacht waren, doch schon genügenden Aufschluß über die vorzüglichen Qualitäten des hochwertigen Schiffbaubetons geben. Vergleichsversuche zwischen dem zur Erzielung besserer Beständigkeit gegen die Angriffe des Seewassers nach besonderem Verfahren gebrannten Erzzement und einem reinen Potlandzement, für welchen das Erzeugnis der Zementfabrik Alemannia gewählt wurde, ergaben für Beton des mehrfach genannten Mischungsverhältnisses von 1 Teil Zement : 2½ Teilen Piesberger Material folgende hohe Festigkeiten:

| Alter | Erzzement | | Alemannia-Zement | |
|---|---|---|---|---|
| | Druck | Zug | Druck | Zug |
| 7 Tage . . . . | 366 | 43,8 | 428 | 52 |
| 28 Tage . . . . | 548 | 57,6 | 640 | 70 |

Hierbei ist zu bemerken, daß Probewürfel mit 7 cm Seitenlänge und Zugprobekörper in Achterformen, wie bei der Zementprüfung üblich, verwendet wurden. Der Beton wurde mit 10 vH. Wasserzusatz mittels Hammerapparaten von Böhme eingestampft. Dieser Vergleichsversuch beweist also, daß im Flußschiffbau oder Landbau, wo auf Seewasserbeständigkeit keine Rücksicht genommen zu werden braucht, mit einem erstklassigen Portlandzement ein noch hochwertigerer Beton hergestellt werden kann, besonders wenn hochwertige Spezialzemente herangezogen werden, weshalb es wünschenswert erscheint, Versuche damit anzustellen.

### Biegungsfestigkeit.

Die reine Druck- und Zugfestigkeit kommt in Bauteilen nur selten in Betracht, sie ist vielmehr als Grundlage für die Beurteilung der Biegungsfestigkeit wichtig.

### Biege-Zugfestigkeit unbewehrten Betons.

Bekanntlich wurde bei Versuchen des Landbaues an bewehrten Probekörpern gefunden, daß die Biege-Druckfestigkeit des Betons, wie sie theoretisch unter Annahme linearer Proportionalität zwischen Spannungen und Dehnungen und des Ebenbleibens der Querschnitte errechnet wird, etwa das 1,7fache der durch direkten Druckversuch ermittelten reinen Druckfestigkeit ist, während die Biege-Zugfestigkeit etwa das 2fache der reinen Zugfestigkeit beträgt. Eine Überprüfung dieser Verhältnisse, welche bei unbewehrtem Beton natürlich nur für die Zugseite möglich ist, zeigt für den Schiffbaubeton insofern eine Abweichung, als das Verhältnis von Biegezugfestigkeit zu reiner Zugfestigkeit kleiner ausfiel, wie folgende Versuche zeigten:

Zwei Probeplatten $A_1$ und $A_2$ von 25 cm Breite, 60 cm Länge und 10 cm Höhe wurden in der Amsler-Laffonschen 60 t-Presse mit Biegevorrichtung durch die Prüfstelle für Baustoffe bei der Allgemeinen Bauverwaltung in Bremen auf Biegung geprüft. Die Stützweite betrug 44 cm, die Belastung wirkte als Einzellast in der Mitte, auf die ganze Breite der Platte verteilt (Abb. 4 jedoch unbewehrt). Mischungsverhältnisse

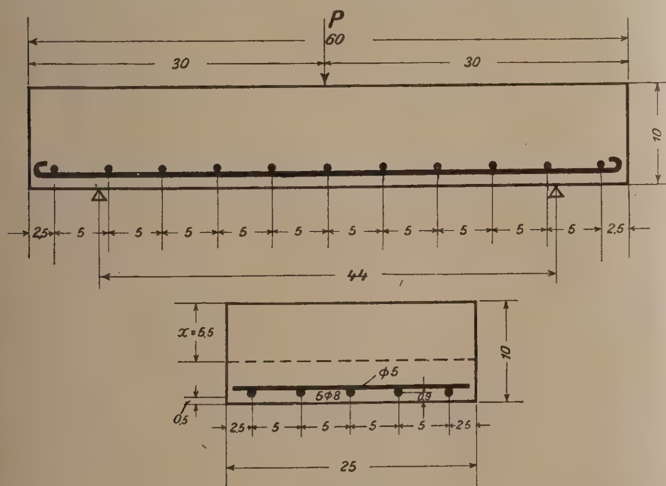



Abb. 4.

und Bestandteile des Betons waren: 1 RT Erzzement : 2½ RT Piesberger Material (davon 75 vH Steinsand und 25 vH Grus); Wasserzusatz 14 vH. Bearbeitung: Preßlufthämmerung. Lagerung: 6 Tage in feuchtem Sand, die übrige Zeit an der Luft. Alter: 35 Tage.

Druckfestigkeit: 360 kg/cm² im Würfel 7/7, eingerüttelt,

Zugfestigkeit: 52 kg/cm² in der Achterform, eingerüttelt.

Die Probewürfel wurden anstatt in den üblichen Zwanzigerformen in Siebenerformen hergestellt, weil sie mit Rücksicht auf die im Schiffbau vorhandenen kleineren Querschnitts abmessungen bessere Übereinstimmung mit der Wirklichkeit zu bieten schienen. Der Bruch trat ein bei

Platte $A_1$. . . . . . $P_1 = 2{,}4$ t,
,, $A_2$. . . . . . $P_2 = 2{,}3$ t.

### Biegungsspannung bei Bruchlast.

Ergab als Mittelwert

$$\sigma\, b_z = 61{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

Mithin das Verhältnis der

Biegezugfestigkeit : reiner Zugfestigkeit

$$61{,}8 : 52 = 1{,}19.$$

Dieser sehr niedrige Wert ließe sich vielleicht dadurch erklären, daß bei diesem hochwertigen Beton womöglich andere Elastizitätsverhältnisse bestehen als bei den bisher untersuchten Betonsorten des Landbaues. Ich halte es überdies für wahrscheinlich, daß bei Feststellung der reinen Zugfestigkeit an einem Probekörper von so geringem Querschnitt, wie ihn die Achterform ergibt, nämlich 5 qcm, zu hohe Werte erhalten werden, wie ja auch die Druckfestigkeit bei einem kleineren Würfel höher ausfällt als bei einem größeren.

### Biegungsfestigkeit bewehrten Betons.

Um die Zugfestigkeit des bewehrten mit der des unbewehrten Betons vergleichen zu können, ließ ich zwei weitere Platten $A_3$ und $A_4$ vom gleichen Beton wie $A_1$ und $A_2$, jedoch mit einer Bewehrung von 5 Ø 8 mm in 5 mm Abstand der Eisen von der Unterfläche (vgl. Abb. 4) in gleicher Weise auf Biegung prüfen. Der erste Riß trat bei einer Belastung von 3,5 t auf, der Bruch bei 6,4 t.

Die Betonzugspannung beim ersten Riß mit $P = 3{,}5$ t berechnet sich mit:

$$\sigma_{bz} = \frac{(d - x)\, M}{J_i} = \frac{4{,}5 \cdot 38\,500}{2636} = 66 \text{ kg/cm}^2$$

Die Eisenzugspannung beim ersten Riß ergab sich mit:

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - \frac{x}{3}\right)} = \frac{38\,500}{2{,}5\,(9{,}1 - 1{,}3)} = 1970 \text{ kg/cm}^2$$

Es ist wichtig, darauf hinzuweisen, daß die Rißbildung im Beton erst bei einer Belastung auftrat, für welche die Beanspruchung der Bewehrung, nach Stadium II berechnet, höher war, als nach den Bauvorschriften zulässig ist.

Die Biegungsspannungen bei der Bruchlast $P = 6{,}4$ t betragen:

$$\sigma_b = \frac{2\, M}{b\, x\left(h - \frac{x}{3}\right)} = \frac{140\,800}{25 \cdot 3{,}9\,(9{,}1 - 1{,}3)} = 185 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - \frac{x}{3}\right)} = \frac{70\,400}{2{,}5\,(9{,}1 - 1{,}3)} = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

Bruchursache war also die Überschreitung der Streckgrenze des Eisens und nicht die der Betondruckfestigkeit.

Um also auch das Verhältnis der Biegedruckfestigkeit zur reinen Druckfestigkeit zu bestimmen, ist die Versuchsanordnung so zu treffen, daß durch Erhöhung der Bewehrung die Erreichung der Druckfestigkeit zur Bruchursache wird.

Schubfestigkeit.

Bei der Schmalstegigkeit der Einzelbauteile im Eisenbetonschiffbau tritt die Frage der Schubrißgefahr in den Vordergrund. Ich veranlaßte daher Versuche zur Ermittelung der Widerstandsfähigkeit solcher Konstruktionen gegen Schub bei Biegung und um festzustellen, ob bei den vermutlich etwas anderen Elastizitätsverhältnissen des hochwertigen Betons der Einfluß verschiedener Schubbewehrungsarten auf die Rissebildung und Bruchlast nicht auch anders ausfallen würde. Hierbei könnte erwartet werden, daß bei der so vorzüglichen Qualität des Schiffbaubetons, insbesondere bei seiner hohen Zugfestigkeit, die Erhöhung seiner Widerstandsfähigkeit gegen Schub durch die Bewehrung relativ kleiner sein wird als bei Beton geringer Zugfestigkeit. Denn diese letztere ist ja auch maßgebend für die Schubfestigkeit des Betons.

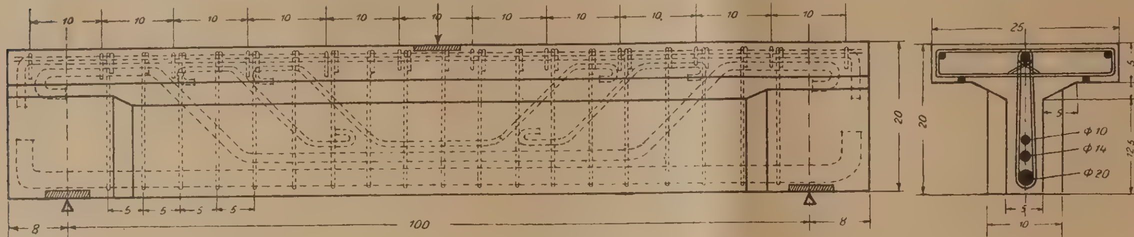


Abb. 5 a.

Zur Beobachtung dieser Verhältnisse ließ ich 6 Versuchskörper anfertigen, deren Abmessungen und Bewehrungen aus der Abbildung 5a (Körper c darstellend) zu ersehen ist, und zwar:

$a_1$ und $a_2$: T-förmige Balken mit nur geraden Trageeisen und geringer Bügelzahl,
$b_1$ und $b_2$: wie vor, jedoch mit reichlicherer Bügelzahl,
$c_1$ und $c_2$: wie $b_1$ bzw. $b_2$, jedoch mit aufgebogenen Eisen (Abb. 5a und 5b).

Mischungsverhältnisse, Herstellung, Verarbeitung, Lagerung und Alter des Betons wie bei den Platten $A_1$ bis $A_4$. Versuchsanordnung und Durchführung wie folgt:

Mittels der Amsler-Laffonschen Presse wurde in der Mitte der 100 cm weit gespannten Balken eine Einzellast auf die ganze Breite der Druckplatte ausgeübt. Die Abmessungen der Versuchskörper waren durch die Leistungsfähigkeit der Presse beschränkt. Ich hätte sonst größere Balkenhöhen bevorzugt, um den tatsächlichen Verhältnissen im Schiff näher zu kommen. Auch wäre es erwünscht gewesen, die Spannweite größer, etwa 3 m, wählen zu können, so daß 2 symmetrische Lasten in den Drittelspunkten der Stützweite hätten angebracht werden können. Hierdurch wäre im mittleren Balkendrittel eine querkraftfreie Strecke geschaffen worden, die eine bessere Lokalisierung der Zugrisse in der Mitte und der Schubrisse gegen die Auflager zu gewährleistet hätte.

An den Probebalken wurden bei stufenweiser Erhöhung der Belastung um je 0,5 t nach je 5 Minuten Dauer die Rissebildungen beobachtet, die jeweiligen Endstellen der Risse auf den vorher weiß getünchten Balken vermerkt und die zugehörigen Belastungen in t dabeigeschrieben, wie die hier beigefügte Photographie 5b zeigt.

Die Versuchsergebnisse waren nachstehende:

Balken $a_1$:

Zufolge eines Versehens wurde die Anfangsbelastung zu rasch gesteigert und, da bei Beginn der Versuche noch keine Lupe zu Hilfe genommen wurde, das Auftreten des ersten Risses offenbar zu spät beobachtet, wie der Vergleich mit $b_1$ und $c_1$ vermuten läßt. Bei 3,4 t Last wurde der erste Zugriß in der Mitte und gleichzeitig auf jeder Seite der erste Schubriß beobachtet; der Bruch trat bei 6,35 t ein.

Die Betonzugspannung beim ersten Riß P=3,4 t berechnet sich mit:

$$\sigma_{bz} = \frac{85\,000}{1190} = 71{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

Diese Ziffer kann aus den schon angegebenen Gründen einer Kritik nicht standhalten, wie der Vergleich mit den Biegespannungen der Probekörper $b_1$ und $c_1$ erkennen läßt, bei welchen sorgsamer auf das Auftreten des ersten Risses geachtet wurde, indem mit kleinerer Anfangsbelastung begonnen und der Probekörper mit Hilfe einer Lupe genau auf die Rissebildung untersucht wurde. Die Biegungsspannungen beim Bruch bei P = 6,35 t betrugen:

$$\sigma_b = \frac{158\,750}{1560} = 102 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{158\,750}{1010} \cdot 15 = 2350 \text{ kg/cm}^2.$$

Keine dieser beiden Beanspruchungen war also Bruchursache, da die Druckfestigkeit des Betons zu ca. 360 kg/cm² ermittelt war und die Streckgrenze des Handelsrundeisens mit ca. 2800 kg/cm² angenommen werden konnte. Zum Bruch führte vielmehr die Überbeanspruchung auf Schub, wie das Rissebild erkennen ließ.

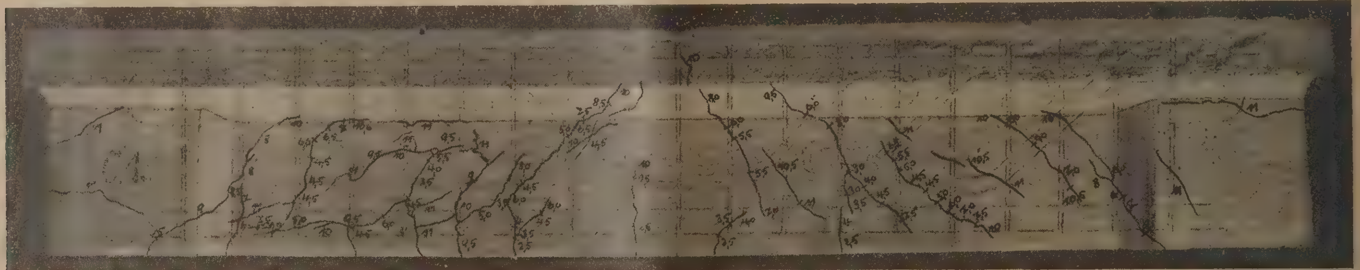


Abb. 5 b.

Die Schubbeanspruchung beim ersten Riß mit P = 3,4 t war:

$$\tau_0 = \frac{Q}{bz}; \quad Q = \frac{3400}{2} = 1700 \text{ kg}$$

$$b = 5 \text{ cm}$$

$$Z = \frac{N}{\sigma_e f_e} = \frac{85\,000}{2350 \cdot \frac{3{,}4}{6{,}35} \cdot 4{,}52} = 15{,}3 \text{ cm}$$

$$\tau_0 = \frac{1700}{5 \cdot 15{,}3} = 22{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

Die Höhe dieses Wertes spricht für die vorzüglichen Festigkeitseigenschaften dieses Qualitätsbetons, wie der Vergleich mit den im Landbau üblichen Betonsorten ergibt, für welche

bei Auftreten des ersten Schubrisses, also bei der sogenannten Rißbildungslast, für $\tau_0$ Werte von 9—13 kg/cm² erhalten wurden.

Schräge Hauptspannung an der Rißstelle.

Der Riß trat 18 cm aus Balkenmitte und 5,5 cm oberhalb Balkenunterkante auf

$$M = \frac{85\,000}{50} \cdot 32 = 54\,400 \text{ cm/kg}$$

Daher dort die Normalspannung:

$$\sigma = 71{,}5 \cdot \frac{7{,}1}{11{,}6} \cdot \frac{54\,400}{85\,000} = 28 \text{ kg/cm}^2$$

und die schräge Hauptspannung:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \frac{\tau^2}{\sigma}} = 14 + 26{,}8 = 40{,}8 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug}$$

$$\operatorname{tg} 2\varphi = -\frac{2\tau}{\sigma} = -\frac{45{,}6}{26} = -1{,}63$$

$$\varphi = 60^\circ\, 45'$$

was mit der beobachteten Richtung des Schrägrisses gut übereinstimmt.

Balken $b_1$.

Rißbildungslast für Zug .............2,7 t
„ „ „ Schub .............3,0 t
Bruchlast ............................7,7 t

Betonzugspannung beim ersten Riß (P = 2,7 t):

$$\sigma_{bz} \text{ (wegen des gleichen Querschnittes wie bei } a_1) = 71{,}5 \cdot \frac{2{,}7}{3{,}4} = 57 \text{ kg/cm}^2$$

Dieser Wert überschreitet nur um weniges die reine Zugfestigkeit. Die bei den Plattenversuchen gegebenen Erklärungen für das scheinbare Mißverhältnis der Biege- und Zugfestigkeit sind auch hier gültig. Hinzuzufügen wäre aber noch, daß gerade bei diesen dünnstegigen Probebalken beträchtliche Anfangsspannungen infolge Schwindens vorausgesetzt werden konnten. Denn die Neigung derselben zum Schwinden wurde nicht nur durch das feste Mischungsverhältnis und die hohe Bewehrung unterstützt, es kam vielmehr noch hinzu, daß die Erhärtungszeit in den außerordentlich trockenen Hochsommer des Jahres 1921 fiel, wodurch die Balken, welche nur 6 Tage im feuchten Sand, die übrige Zeit aber an der Luft lagerten, in erhöhtem Maße dem ungleichmäßigen Austrocknen und damit dem Auftreten von Schwindspannungen ausgesetzt waren. Diese Schwindspannungen waren also schon vor Aufbringen der Belastung vorhanden und addierten sich zu den statischen Beanspruchungen auf Zug.

Eisenzugspannung beim ersten Riß (P = 2,7 t):

$$\sigma_e = 2350 \cdot \frac{2{,}70}{6{,}35} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

Biegungsspannungen beim Bruch (P = 7,7 t):

$$\sigma_b = 102 \cdot \frac{7{,}7}{6{,}35} = 124 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 2350 \cdot \frac{7{,}7}{6{,}35} = 2850 \text{ kg/cm}^2$$

Beanspruchung der Bügel beim Bruch (P = 7,7 t):

$$\tau_0 = 22{,}2 \cdot \frac{7{,}7}{3{,}4} = 50{,}3 \text{ kg/}^2\text{cm}$$

$$\tau_e = \frac{\tau_0\, b\, e}{f_e} = \frac{50{,}3 \cdot 5{,}5}{0{,}39} = 3220 \text{ kg/cm}^2$$

also höher als die Beanspruchung der Zugeisen. Bruchursache war mithin die Erschöpfung der Bügel und nicht die der Zugeisen, wie auch der Probebalken $c_1$ erkennen läßt.

Schubspannungen bei der Rißbildungslast (P = 3 t):

$$\tau_0 = 22{,}2 \cdot \frac{3}{3{,}4} = 19{,}6 \text{ kg/}^2\text{cm}$$

also auch hier sehr hoch gegenüber gewöhnlichem Baubeton.

Balken $c_1$.

Rißbildungslast für Zug ................ 2,5 t
„ „ „ Schub ............. 3 t
Bruchlast ................................ 11 t

Betonzugspannung beim ersten Riß (P = 2,5 t):

$$\sigma_{bz} \text{ (vgl. } b_1) = 57 \cdot \frac{2{,}5}{2{,}7} = 52{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

Eisenzugspannung beim ersten Riß (P = 2,5 t):

$$\sigma_e = \text{(vgl. } a_1) = 2350 \cdot \frac{2{,}5}{6{,}35} = 925 \text{ kg/cm}^2$$

also nahezu an der nach den Bauvorschriften des Germanischen Lloyd zulässigen Grenze von 1600 kg/cm².

Biegungsspannungen bei Bruch (P = 11 t):

$$\sigma_b = \text{(vgl. } a_1) = 102 \cdot \frac{11}{6{,}35} = 177 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 2350 \cdot \frac{11}{6{,}35} = 4060 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Erschöpfung der Zugbewehrung war also Bruchursache. Die bekannte vorteilhafte Wirkung der aus Bügeln und Aufbiegungen bestehenden Schubbewehrung auf die Vergrößerung der Bruchlast zeigte sich auch bei diesen Versuchen, wie der Vergleich mit $a_1$ und $b_1$ erweist.

Schubspannung bei der Rißbildungslast (P = 3 t):

$$\tau_0 = \text{(wie bei } b_1) \ 19{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Rißbildungslast konnte also durch Schubbewehrung nicht beeinflußt werden, eine Tatsache, die ja auch aus Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton hinlänglich bekannt ist.

Eine zweite Reihe von Probebalken $a_2$, $b_2$, $c_2$ brachte keine wesentliche Abweichung von der ersten Reihe, sondern bestätigte die Erkenntnisse aus derselben.

Gesamtergebnis der Belastungsproben.

Insgesamt ergab sich die Widerstandsfähigkeit des hochwertigen Schiffbaubetons gegen Zug, Biegung und Schub beträchtlich höher als bei den bisher bekannten Betonarten, und zwar, wie die Versuche zeigten, $\sigma_{bz}$ und $\tau_0$ etwa doppelt so hoch. Daraus folgt, wie auch die Spannungsermittlung bei den Versuchen ziffernmäßig ergab, daß die Gefahr der Rissebildung erst ungefähr bei Erreichung der als zulässig geltenden Eisenbeanspruchung (1000 kg/cm² für den Schiffbau) eintritt, während bei Konstruktionen des Landbaubetons dies schon ungefähr bei der Hälfte der zulässigen Eisenspannung der Fall ist. Diese Tatsache verdient deshalb Beachtung, weil im Landbau in der Regel von vornherein mit Ausschaltung der Betonzugzone durch Auftreten von Zugrissen gerechnet wird,

Um übrigens die Frage genau zu prüfen, inwieweit solche feinen Risse bei entsprechender Bewehrung, die ja ein wirkliches Klaffen derselben verhindert, für die Wasserundurchlässigkeit der Konstruktion gefährlich werden können, möchte ich vorschlagen, kastenartige, mit Wasser unter Druck gefüllte Hohlträger auf Biegung zu beanspruchen. Dabei könnte durch Belastung und Entlastung ein „Atmen" der Risse erzeugt werden, evtl. auch durch in der Kraftrichtung wechselnde Beanspruchung Biegung im entgegengesetzten Sinne hervorgerufen werden, wie dies bei Schiffen im Seegang tatsächlich vorkommt.

## 4. Widerstandsfähigkeit gegen dynamische und mechanische Beanspruchungen.

### Druck- und Zugelastizität.

Die gründliche Kenntnis der Elastizitätsverhältnisse des Qualitätsbetons ist nicht nur deshalb von Wichtigkeit, weil ein Schiffskörper häufig solchen Beanspruchungen unterworfen ist, bei denen das elastische Verhalten des Baustoffes als solchem wie auch der Konstruktion ausschlaggebend ist (so bei den dynamischen Wirkungen der Seewellen usw.), sondern auch deshalb, weil diejenigen Versuche, welche bisher zur Klarstellung dieser Frage unternommen wurden, in der Hauptsache nur das für den Landbau in Betracht kommende Gebiet decken.

Für Leichtbeton hat Rüth im Auftrage der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. es übernommen, entsprechende Feinmessungen an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Darmstadt durchzuführen, die noch der Veröffentlichung harren[4]). Für den hochwertigen Qualitätsbeton, wie er in dieser Studie vorgeschlagen ist, muß diese Forscherarbeit noch vorbehalten bleiben, u. zw. für den unbewehrten wie auch besonders für den bewehrten Schiffbaubeton. Denn wenn auch die Behauptung Considères, wonach die Bewehrung die Dehnungsfähigkeit des Betons erhöhen soll, durch spätere Versuche mit den im Landbau üblichen Bewehrungsziffern (0,5—4 vH) widerlegt wurde, so mag es immerhin fraglich erscheinen, ob die sehr hohen Bewehrungsprozente des Schiffbaubetons (bis zu 8 vH) das gleiche Ergebnis zeitigen. Eine günstige Wirkung auf die Dehnbarkeit und damit auf das Hintanhalten der ersten Zugrisse darf beim Schiffbaubeton mit Rücksicht auf die bessere Verteilung der Eiseneinlagen und insbesondere ihre geringe Entfernung vom Balkenrand erwartet werden[5]). Um die zahlreichen Eisen in den engen Querschnitten unterzubringen, mußte nämlich die Überdeckung mitunter bis auf ½ cm herabgesetzt werden, was mit Rücksicht auf das fette Mischungsverhältnis, die große Dichte und die Einrüttelung mit Preßlufthämmern als zulässig betrachtet wurde.

Da den Schiffbauer auch das elastische Verhalten des Schiffsganzen eines Eisenbetonfahrzeuges im Vergleich zu einem gleichgearteten Eisenschiff interessiert, führte meine Gesellschaft auf Anregung von Dr.-Ing. Foerster einen Parallelveruch aus, der hierüber aufklärend wirken sollte [6]). Durch gleichzeitige Wasseraufnahme in die vorderen und hinteren Laderäume eines Eisenbeton-Donauschlepps von 60 m Länge und eines eisernen Fahrzeuges gleichen Typs wurden beide Schiffe einer vergleichenden Probebelastung unterzogen und ihre Durchbiegungen gemessen. Auffallend war hierbei die wesentlich größere Steifigkeit des Eisenbetonschiffes und die große Empfindlichkeit des Eisenschiffes bei Temperatureinwirkung.

### Schlag, Stoß, Reibung.

Im Schiffahrtsbetriebe werden unter Umständen außerordentliche Anforderungen an die Widerstandsfähigkeit des Baustoffes gegenüber Beanspruchungen, wie sie durch Schlag, Stoß und Reibung auftreten, gestellt. Der Schiffsführer ist zwar von jeher dazu erzogen worden, das ihm anvertraute Fahrzeug wie ein rohes Ei zu behandeln, gerade um es vor Krafteinwirkungen zu bewahren, welche sich weder rechnerisch erfassen lassen noch, wenn dieses möglich wäre, berücksichtigt werden könnten, ohne die Wirtschaftlichkeit des Schiffes als Transportmittel in Frage zu stellen. Indessen sind derartige Überbeanspruchungen (teils dynamischen, teils mechanischen Ursprungs) bei Kollisionen, Grundberührungen und im Hafenbetrieb nicht zu vermeiden, und es muß ihnen so gut wie möglich Rechnung getragen werden.

Für mehr oder minder lokalisierte Schlag- und Stoßwirkungen, wie sie hauptsächlich im Hafenbetrieb vorkommen, kommt meist jene Materialeigenschaft in Betracht, die als Zähigkeit bezeichnet wurde, so beispielsweise für den Federdruck beim Anprallen. Auch spielt die Elastizität hierbei eine Rolle. Es muß zugestanden werden, daß in dieser Hinsicht das Eisen dem Eisenbeton als Schiffbaustoff bedeutend überlegen ist. Handelt es sich jedoch um Kraftwirkungen, bei welchen mehr das Verhalten des Schiffsganzen in Frage kommt, wie beim Zusammenstoß oder bei der Strandung, so zeigt sich hinwiederum das Eisenbetonschiff dem eisernen wesentlich überlegen, wie die Berichte über Havarien übereinstimmend bestätigen und dies auch die nachgewiesene größere Steifigkeit der Konstruktion in Eisenbeton gegenüber der in Eisen erwarten ließ.

Auch rein mechanischen, auf Reibung beruhenden Beanspruchungen, wie sie beispielsweise durch das dauernde Schleifen von Trossen oder Ankerketten an ganz bestimmten Stellen oder durch Vorbeischeuern der Schiffswand an hervorspringenden Gegenständen auftreten können, sind gebührend zu berücksichtigen. Hierfür ist die Härte des Materials maßgebend. Hierunter ist nicht etwa die Druckfestigkeit des Baustoffes an sich zu verstehen, sondern die im engeren Sinne auf die Oberfläche desselben bezogene Festigkeit, also der Widerstand, den ein Körper dem Eindringen eines anderen in seine Oberfläche entgegensetzt. Die Überlegenheit des Eisens ist auf diesem Gebiet so augenfällig, daß es geradezu widersinnig wäre, wollte man beispielsweise Ausrüstungsteile, die solchen Beanspruchungen besonders stark unterworfen sind, wie Poller, Klampen, Klüsen usw., in Eisenbeton ausbilden. Wie Teile der Eisenbetonkonstruktion, die insbesondere im Lade- und Löschbetrieb starker mechanischer Inanspruchnahme ausgesetzt sind, zweckmäßig vor Beschädigungen zu schützen sind, wolle man in meinem eingangs erwähnten Lichtbildervortrag ersehen.

Eine versuchsmäßige Prüfung des Eisenbetons für die im Schiffsbetrieb auftretenden, vorerwähnten, dynamischen und mechanischen Beanspruchungen ist schwer und hat nur beschränkten Wert; hier muß die Praxis sprechen. Für Leichtbeton haben Dyckerhoff & Widmann die Wirkung fallender Gewichte (13—60 kg; 1—4 m Fallhöhe) auf eine Probe-Rippenplatte beobachtet[7]). Ein Versuch an einem fertigen Bauwerk in Qualitätsbeton wurde von meiner Gesellschaft dadurch vorgenommen, daß man ein Eisenstück von parallelepipedischer Form und 50 kg Gewicht aus Deckshöhe (ca. 5 m) auf ein Feld der 70 cm weit freigespannten und 5,5 cm starken Bodenplatte eines noch auf dem Stapel liegenden Schiffes fallen ließ. Dabei trat noch nicht einmal das erwartete Abplatzen der unteren Betonschicht von den Eisen ein, obwohl diese nur 0,8 cm Betondeckung hatten. Als Beschädigung zeigte sich nur eine von einer Kante des Eisenstückes herrührende kleine örtliche Eindrückung in die Betonschicht oberhalb der Eiseneinlagen sowie ganz feine Risse an der Unterseite der Platte, die aber keinesfalls Anlaß zu einem Leck gegeben hätten, welches das Durchfließen des Wassers gestattet hätte. Der betreffende Teil der Platte wurde nachträglich herausgestemmt und erneuert und zeigte später im Betriebe keinerlei Mängel.

Von mir angeregte Versuche, durch eine Abschleifvorrichtung vergleichende Feststellungen über die Abnutzung von Leichtbeton, gewöhnlichem Beton und hochwertigem Schiffbaubeton sind bisher noch nicht zur Durchführung gelangt.

---

[4]) Vgl. das hierfür in Aussicht genommene Versuchsprogramm in „Bauingenieur“, Jahrgang 1920, Heft 16/17.
[5]) Vgl. Handbuch für Eisenbeton, II. Aufl., I. Bd., S. 340.
[6]) Vgl. Foerster, „Donauschleppkähne aus Eisenbeton“, Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure, Jahrgang 1919, S. 1021 u. f.
[7]) Vgl. Luft und Rüth, Eisenbetonschwimmkörper und ihre Verwendung usw., „Bauingenieur“, 1. Jahrgang, Heft 17.

### 5. Anwendungsmöglichkeiten des Schiffbaubetons im Landbau.

Die an den im vorhergehenden teilweise wiedergegebenen Versuchsergebnissen nachgewiesenen hervorragenden Festigkeitseigenschaften des Schiffbaubetons, welche durch Verwendung eines erstklassigen Portlandzementes an Stelle des Erzzementes noch wesentlich verbessert werden können, gewinnen an Bedeutung durch die Möglichkeit, diesen hochwertigen, das Konstruktionsgewicht herabsetzenden Beton für jene Landbauten zu verwenden, bei welchen das Eigengewicht der Konstruktion einen überwiegenden Teil ihrer Beanspruchung hervorruft, wie dies z. B. für weitgespannte Dächer und Hallen der Fall ist. Für solche Bauten war die Konkurrenzfähigkeit der Eisenbetonkonstruktion gegenüber der aus Eisen durch ihr bedeutend größeres Eigengewicht stark beeinträchtigt. In diesen Fällen würde für die Eisenbetonbauweise durch den Qualitätsbeton eine beachtenswerte Erweiterung ihrer Anwendungsmöglichkeit geschaffen werden können. Hierzu wäre allerdings notwendig, daß die behördlichen Vorschriften in Erkenntnis der hervorragenden Eigenschaften des Schiffbaubetons entsprechende Ergänzungen erfahren würden, die es gestatteten, seine Vorzüge auch in der Konstruktion voll auszunutzen. Die fabrikmäßige Herstellung von Eisenbetonträgern, speziell für Dachkonstruktionen geringerer und mittlerer Spannweiten, welche sich in Amerika schon eingebürgert hat[8]), könnte damit auf eine ganz andere Grundlage gestellt werden.

Die Konstruktionsgrundsätze des Eisenbetonschiffbaues, angewendet auf solche Bauglieder, würde eine bedeutend leichtere Ausbildung derselben gestatten, den Transport und die Montage derselben verbilligen und damit ihre Verwendung in vielen Fällen erst ermöglichen, bei denen bisher mit Rücksicht auf das große Gewicht und die teueren Montagekosten von der Aufstellung vorher fertig hergestellter Konstruktionen abgesehen werden mußte. Das gleiche gilt beispielsweise auch für die Herstellung von Licht- und Leitungsmasten, insbesondere solcher für Fernleitungen, bei welchen im Hinblick auf die entfallenden Unterhaltungskosten den Eisenbetonmasten häufig der Vorzug vor Eisenmasten gegeben worden wäre, wenn nicht die durch das größere Gewicht bedingten höheren Transport- und Montagekosten den Wettbewerb zugunsten der Eisenkonstruktion entschieden hätten.

Es sollte mich freuen, wenn die im Interesse des Eisenbetonschiffbaues betriebenen materialtechnischen Studien dazu führten, der Anwendung von Qualitätsbeton im Landbau eine größere Aufmerksamkeit zu widmen als bisher, und wenn die vorstehenden Versuche und die dabei erzielten erfreulichen Ergebnisse die Anregung gäben, durch eingehendere Versuche und Forschungen tiefer in das Wesen des hochwertigen Betons und der ihm eigenen Konstruktionselemente einzudringen.

---

## NEUERE AMERIKANISCHE UNTERSUCHUNGEN ÜBER DEN EINFLUSS VON WECHSELBEANSPRUCHUNGEN (DAUERVERSUCHE).

*Berichterstatter A. Schob, Std. Mitglied des Staatl. Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem.*

Der durch seine Veröffentlichungen über Dauerversuche bekannte Professor H. F. Moore, Leiter des Dauerversuchslaboratoriums der Universität Illinois, hat mit seinem Assistenten, Professor T. M. Jasper, einen weiteren Beitrag über seine neuesten Untersuchungen in dieser Richtung geliefert[1]). In der Einleitung bemerken die Verfasser, daß die frühere Auffassung, wonach durch Dauerbeanspruchung das Material eine Veränderung seines kristallinischen Aufbaues erfahre, fallen gelassen ist, daß der Dauerbruch vielmehr durch fortschreitende Ausbreitung kleinster Anbrüche entsteht, eine Beobachtung, die sich mit den seit Jahren vom Berichterstatter im Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem gemachten Erfahrungen deckt. In Amerika hat man der Untersuchung des Einflusses von Dauerbeanspruchungen seit einigen Jahren besondere Aufmerksamkeit gewidmet und mit beträchtlichen Mitteln verschiedene Untersuchungsstellen geschaffen, von denen die von den Verfassern geleitete wohl die bedeutendste ist. Es wäre sehr erwünscht, daß auch in Deutschland Mittel aufgebracht würden, um diese für Konstruktion und Betrieb von Maschinen und Bauwerken sehr bedeutungsvolle Frage eingehend studieren zu können. Die Verfasser betonen selbst, daß trotz bereits vorliegender umfangreicher Versuche die Frage noch nicht im entferntesten erschöpfend behandelt sei.

Die meisten Dauerversuche haben Moore und Jasper mit Wechselbiegebeanspruchung ausgeführt, wobei sie die in Abb. 1 dargestellte Maschine benutzten. Der Probestab S von kreisförmigem Querschnitt ist in den Halter V eingespannt. Sein linkes Ende trägt ein Kugellager, das durch die Feder J belastet wird. Der stete Wechsel der Angriffebene des Biegemomentes wird durch Umlauf des auf der Achse H sitzenden, die Feder J tragenden Kopfes bewirkt. An der Stelle N hat der Probestab eine schlanke Eindrehung, um die Zone der größten Beanspruchung außerhalb der Einspannung zu haben und an ihr mit Hilfe angelegter Thermoelemente Erwärmungsmessungen vornehmen zu können. Zur Verhinderung der Wärmeübertragung zwischen Stab und Maschine sind an den Einspannbacken und dem Kugellager Vulkanfiberzwischenlagen angebracht. Die Zahl der minutlichen Lastwechsel kann auf etwa 1800 gebracht werden.

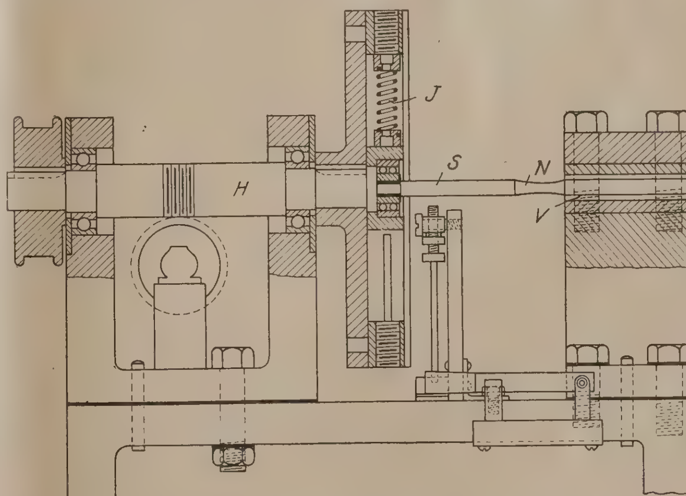



Abb. 1. Dauerversuchsmaschine für Wechselbiegebeanspruchung von Moore und Jasper.

Die Versuche wurden mit Flußeisen, 0,37prozentigem Kohlenstoffstahl von gewöhnlichem und sorbitischem Gefüge, 1,20prozentigem Kohlenstoffstahl von sorbitischem Gefüge und mit 3,5prozentigem in Öl abgeschrecktem und angelassenem Nickelstahl ausgeführt. In Abb. 2 sind die Versuchsergebnisse graphisch aufgetragen und zwar als Abszisse die Logarithmen der Lastwechselzahlen und als Ordinate die Beanspruchungen in $kg/cm^2$. Das Schaubild zeigt, daß fast alle

[8]) Eng. News Record von 24. VI. 1920.
[1]) The Iron Age, Vol. 110 Nr. 13, 28. Dezember 1922, Seite 779 ff.

Proben, die überhaupt unter Dauerbeanspruchung zu Bruch gingen, unter 10 Millionen Lastwechseln brachen. Die Linienzüge weisen beiiner Lastwechselzahl von etwa 1 Million einen mehr oder weniger deutlichen Knick bei einer für jedes Material charakteristischen Spannungsstufe auf, unterhalb deren auch bei 100 Millionen Lastwechseln kein Bruch mehr auftrat. Zwei Proben sind bis 650 bzw. 850 Millionen Lastwechsel ohne Bruch gelaufen. Die den Punkten R im Schaubilde entsprechenden Ordinaten werden als Dauerbruchgrenze bezeichnet („Endurance Limit"). Einige Proben, die bei einer der Dauerbruchgrenze entsprechenden Beanspruchung bis 100 Millionen nicht zu Bruch gegangen waren, wurden für je 50 weitere Millionen Lastwechsel einer stufenweise gesteigerten Beanspruchung unterworfen. Hierfür ergab sich ein weiterer charakteristischer Punkt für schmiedbare Eisenmaterialien, unterhalb dessen kein Dauerbruch eintrat. Die größere Widerstandsfähigkeit gegen die höhere Beanspruchung unter diesen Umständen kann nach Ansicht der Verfasser möglicherweise auf die einer Kaltbearbeitung entsprechende Wirkung der vorhergegangenen Dauerbeanspruchung zurückgeführt werden.

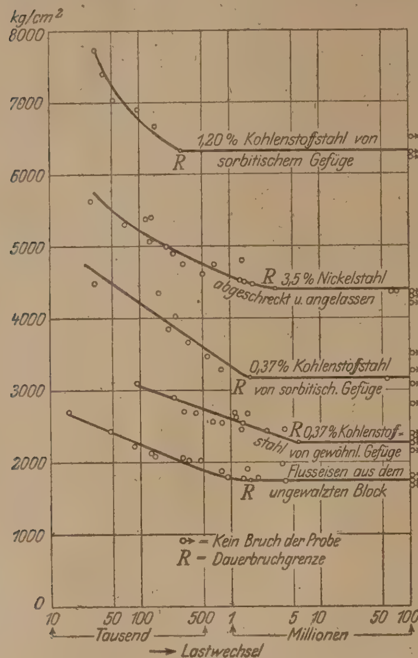



Abb. 2. Beziehungen zwischen Versuchsspannung und Lastwechselzahl.

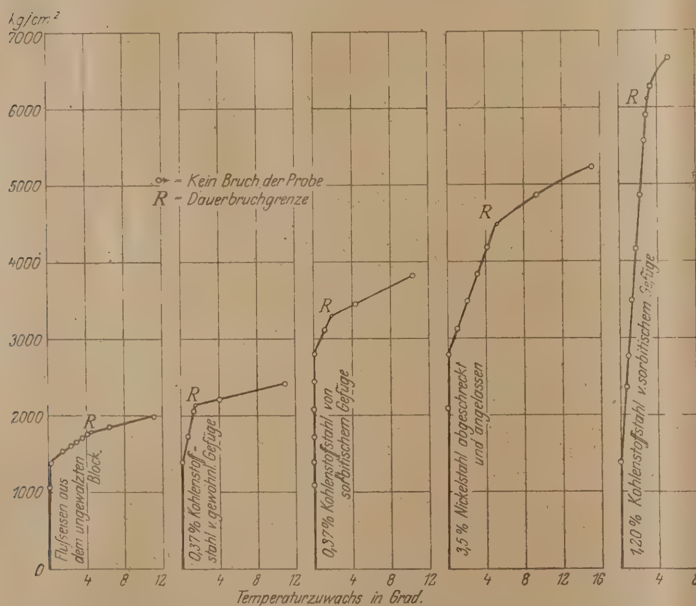



Abb. 3. Beziehungen zwischen Versuchsspannung und Erwärmung des Probestabes nach je 1000 Lastwechseln.

Von Bedeutung sind die Wärmemessungen an den Versuchsstäben. Bei Dauerbeanspruchungen unterhalb der Dauerbruchgrenze zeigen sich nur ganz geringe Erwärmungen des Stabes in der Größenordnung von einigen Hundertstel Grad. Dagegen ergibt sich ein deutlicher Temperaturanstieg bei Beanspruchungen oberhalb dieser Grenze. Abb. 3 zeigt den Temperaturanstieg nach je 1000 Lastwechseln bei verschiedenen Spannungsstufen; die Punkte R entsprechen der Dauerbruchgrenze aus Abb. 2. Es ergibt sich somit für die untersuchten Materialien die Möglichkeit der Bestimmung der Dauerbruchgrenze aus kurzfristigen Versuchen mittels Temperaturmessung.

Versuche mit Nichteisenmetallen sind bis jetzt noch sehr spärlich ausgeführt; sie fehlen fast gänzlich für Gußeisen und Stahlguß. Die Verfasser halten es nicht für wahrscheinlich, daß für Nichteisenmetalle eine so gut definierte Dauerbruchgrenze existiert, oder, falls sie existieren sollte, daß sie sich durch Erwärmungserscheinungen so gut ausprägt. Hier ist noch ein weites Feld für Versuche.

Außer den vorerwähnten Dauerbiegeversuchen sind auch Versuche mit Zug-Druckwechselbeanspruchung ausgeführt, die zu ergeben scheinen, daß die mit dieser Beanspruchungsart gefundenen Dauerbruchgrenzen merklich niedriger liegen als die mit Dauerbiegebeanspruchung. Als Erklärungsversuche für die namentlich bei Stahl von sorbitischem und troostitischem Gefüge beobachteten Unterschiede werden folgende Erwägungen angestellt: 1. die Eigenspannungen zwischen Rand- und Kernzone bei gehärtetem Stahl; 2. exzentrischer Kraftangriff beim Zug-Druckversuch; 3. die Verteilung der größten Versuchsspannung über den ganzen Querschnitt beim Zug-Druckversuch gegenüber der äußeren Faser beim Biegeversuch und so eine Beschleunigung der Ausbreitung kleiner Anbrüche.

Die Dauerbruchgrenze wurde aus den Dauerbiegeversuchen zu ungefähr ½ der statischen Bruchfestigkeit gefunden, aus Dauerzugdruckversuchen zu schätzungsweise ⅓, und zwar bei gewöhnlichen oder geglühten Eisen- und Stahlsorten. Je härter der Stahl ist, um so niedriger liegt die Dauerbruchgrenze beim Dauerzugdruckversuch.

Von großer Bedeutung für das Ergebnis von Dauerversuchen ist ferner die Form der Probestäbe und ihr Oberflächenzustand. Unsaubere Oberfläche drückt die Dauerbruchgrenze um etwa 18 vH herunter, plötzliche Querschnittsänderungen um etwa 50 vH. Überlastungen erniedrigen ebenfalls die Dauerbruchgrenze.

Die Dauerbruchgrenze wurde stets unterhalb der Streckgrenze gefunden; es ist von keinem Stahlmaterial längere Lebensdauer unter Spannungen zu erwarten, die über der Streckgrenze liegen. Zwanzigmalige Überlastung bis hart

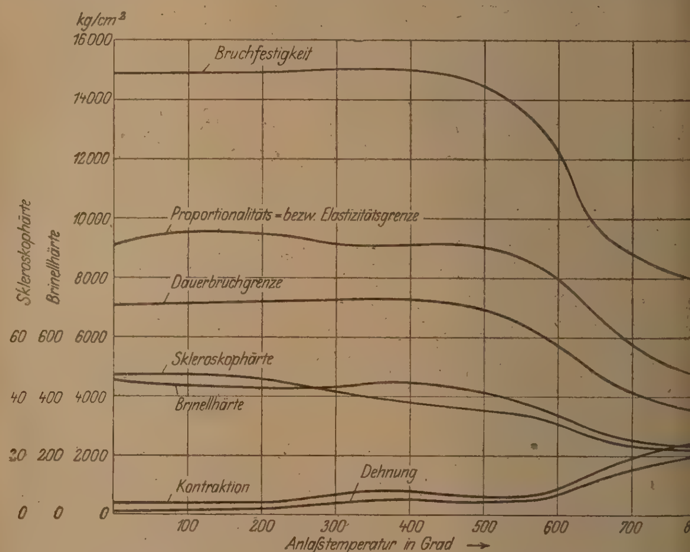



Abb. 4. Einfluß der Anlaßtemperatur auf Dauerbruchgrenze und statische Fertigkeitseigenschaften.

unter die Streckgrenze drückte die Dauerbruchgrenze um etwa 6 vH herunter, Überlastung über die Streckgrenze (und zwar 70 vH oberhalb der ursprünglichen Dauerbruchgrenze) drückte sie um etwa 23 vH herunter. Eine Versuchsreihe ist noch in Ausführung begriffen, bei der die überlasteten Proben erst nach 3monatiger Ruhepause dem Dauerversuche unterworfen werden.

Die Versuchsergebnisse mit gehärtetem und dann bei verschiedenen Temperaturen angelassenem Stahl gibt Abb. 4 wieder. Diese Abbildung enthält außerdem die zugehörigen Werte für die statische Proportionalitäts- und Bruchgrenze, Dehnung und Querschnittsverminderung, sowie Brinell- und Skleroskop-Härte. In anderen hier nicht wiedergegebenen Schaubildern sind die Beziehungen einerseits zwischen der Dauerbruchgrenze und andererseits den statischen Werten, wie Proportionalitäts-, Streck- und Bruchgrenze, sowie der Brinellhärte mitgeteilt. Es zeigt sich ein Verlauf, der mit ausreichender Annäherung proportionale Beziehungen dieser Werte zur Lage der Dauerbruchgrenze ergibt; dagegen ließen sich solche Beziehungen nicht feststellen zu den mit dem Schlagbiegeversuch mittels des Charpyschen Hammers gefundenen Werten.

Untersuchungen über den Einfluß der Lastwechselgeschwindigkeit ergaben, daß die Dauerbruchgrenze bei Lastwechselzahlen von 200 in einer Minute im allgemeinen etwas niedriger liegt als bei Lastwechselzahlen von 1500 in einer Minute.

Den Schluß der Abhandlung bilden Hinweise für den Konstrukteur, die Ergebnisse der Dauerversuche sinngemäß bei seinen Festigkeitsberechnungen zu berücksichtigen. Plötzliche Querschnittsänderungen (scharfe Eindrehungen, Ecken usw.) sollen möglichst vermieden werden; ihr Einfluß läßt sich in den meisten Fällen auch nicht annähernd schätzen. Für Festigkeitsberechnungen normaler Gewindebolzen kann man annehmen, daß die Widerstandsfähigkeit gegen wiederholte Beanspruchung etwa nur halb so groß ist wie diejenige glatter Bolzen von gleichem Querschnitt wie der Gewindekern. Bei wiederholten Beanspruchungen, die keine Änderung des Vorzeichens der Spannung mit sich bringen (z. B. in Zuggliedern von Brücken), ist die zulässige Beanspruchung besser aus der Lage der statischen Streckgrenze zu ermitteln als aus der Dauerbruchgrenze für Wechselbeanspruchung. Die Verfasser bezeichnen es mit Recht als irrige Auffassung, wenn ein Konstrukteur auf den Gedanken käme, Maschinen- oder Bauteile, die Wechselbeanspruchungen unterworfen sind, könnten überhaupt nicht betriebssicher und wirtschaftlich entworfen werden; man muß nur die statische Beanspruchung (einschließlich gelegentlicher Überlastungen) und die Wirkung der Dauerbeanspruchung, auch hinsichtlich örtlicher Spannungserhöhungen, in Rechnung stellen.

---

# TÄTIGKEITSBERICHT DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN ÜBER DAS GESCHÄFTSJAHR 1922.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat im letzten Geschäftsjahr eine Entwicklung durchgemacht, die unter dem Einfluß der allgemeinen Wirtschaftslage und deren unerwarteter Entwicklung gestanden hat. Die Schwierigkeiten, mit denen allgemein heute Vereinigungen und finanziell weit besser dastehende Wirtschaftsverbände zu kämpfen haben, sind bei unserer Gesellschaft viel größere, weil wir eine junge Vereinigung sind und die Gründung in die Nachkriegszeit fällt. Alle haben ihr eine ganz andere Entwicklung gewünscht, zumal ja unter den vielen Fachvereinen eine engere Gruppe der Bauingenieure fehlte und wir stets genötigt waren, uns an solche Vereinigungen anzuschließen, in denen mehr oder weniger andere Fachrichtungen vorherrschen.

In den ersten beiden Jahren ihres Bestehens hatte die Gesellschaft zunächst die Aufgabe, sich einen guten Stamm von Mitgliedern, weiterhin ein in großen Zügen fest umgrenztes Arbeitsprogramm und nicht zuletzt eine, wenigstens für einige Jahre ihre Zukunft sichernde, finanzielle Basis zu schaffen.

Mit dem Ergebnis dieser fast zweijährigen Entstehungszeit traten wir in das Jahr 1922. Den weitgehenden hilfreichen Bemühungen einiger unserer Mitglieder, insonderheit der des Vorstandes, ist es zu danken, daß wir am Anfang des Jahres 1922 bereits über 400 Mitglieder zählten, und zudem uns von einem kleinen Kreis von Baufirmen Beihilfen zugesagt wurden, die unsere Zukunft, wie es damals schien, für mehrere Jahre sicherstellten. Es konnte daraufhin das Augenmerk mehr als bisher dem eigentlichen Zweck, der Förderung wissenschaftlicher Arbeit, zugewendet werden.

Das Programm hierzu stand in großen Zügen fest. Aus den vielen Aufgaben, die das Bauingenieurfach umschließt, wurden einige besonders wichtige herausgeschält und diese von der nunmehr mit einem ständigen Geschäftsführer besetzten Geschäftsstelle unter Leitung und mit Unterstützung des ersten Vorsitzenden in Arbeit genommen. Für besonders umfangreiche Gebiete und solche Fragen, bei denen sich eine mündliche Aussprache als empfehlenswert erwies, wurden nach und nach Ausschüsse gebildet; andere Fragen wieder wurden unmittelbar von der Geschäftsstelle und hier z. T. im Verein mit den verwandten Fachvereinigungen bzw. Wirtschaftsverbänden der Bauindustrie bearbeitet.

Es war stets der besondere Wunsch unseres Vorstandes, dem Ingenieurnachwuchs ein besonderes Interesse entgegenzubringen und dieses Interesse auch weitgehend durch die Tat zu beweisen. Dieser Wunsch fand schon bei der Gründung Beifall und gipfelte damals darin, daß die Mitgliedschaft für „Junioren" geschaffen wurde, die allein die Studierenden der Hochschulen erwerben können. Der beschrittene Weg fand weiterhin Verbreitung, indem sehr bald Ausschüsse gegründet wurden, die sich im besonderen mit Ausbildungs- und ähnlichen Fragen befaßten. Diese Ausschüsse (hierzu ist ein Bericht erschienen) haben mit zum Teil großem Erfolg gearbeitet und eine Reihe von greifbaren Ergebnissen vorzuweisen.

Besonders erwähnt sei hier eine Schrift „Sozialpolitik im Baugewerbe", die den Bauingenieur in das geltende Arbeitsrecht einführen soll und in absehbarer Zeit in Druck gegeben werden wird. Auch dessen Ausarbeitung ist einem besonderen Ausschuß übertragen worden.

Daneben besteht noch ein Ausschuß für den Ausbau der Verkehrswege, dessen Gründung veranlaßt wurde durch mehrfache Veröffentlichungen über Verkehrsfragen mit besonderer Betonung der Bedeutung unseres Eisenbahnnetzes gegenüber den Wasserstraßen. Er setzt sich zusammen aus bekannten Vertretern des Wasserbaues, des Eisenbahnbaues und der Industrie und hat erst vor kurzem seine Tätigkeit aufgenommen.

Von den Fragen, die von der Geschäftsstelle, wie vorher erwähnt, unmittelbar behandelt wurden, mögen vor allem genannt werden: Massentransport im Bauwesen, Vereinheitlichung im Baumaschinenwesen und die Ausbildung des Straßenoberbaues mit Rücksicht auf den neuzeitlichen Schnellverkehr. Zu erwähnen ist ferner, daß die Gesellschaft die Versuche über das Doppelprofil auf Werkkanälen, die von der Berliner Hochschule unternommen werden, finanziell und ideell unterstützt hat und weiter unterstützen wird.

Alles, was bisher über die wissenschaftliche Tätigkeit gesagt worden ist, fiel mehr oder weniger in den Anfang des genannten Jahres. Der schöne Erfolg der ersten vorher erwähnten finanziellen Werbung Ende 1921 verblaßte mehr und mehr,

je weiter wir in das Jahr hineingingen und je weiter unsere Mark herabsank. Man hatte gehofft, den ständigen Geschäftsführer sowie die außer ihm vollbeschäftigte Sekretärin trotz alledem erhalten zu können, um die inzwischen zu greifbaren Erfolgen geführten Arbeiten nicht nur weiterzuführen, sondern immer mehr auszubauen. Die Hoffnung trügte leider, besonders als im August/September eine erneute, unerwartete Teuerungswelle einsetzte. Man stand vor der Frage, wie es weiter werden solle. Auf eine Hauptversammlung wurde in Anbetracht der allgemeinen Lage verzichtet, statt dessen wurde im Oktober eine Vorstandssitzung nach Dresden einberufen, ihr folgten mehrere Vorstandsbesprechungen in Berlin unter den dort ansässigen Vorstandsmitgliedern. Zunächst entschloß man sich im November v. Js., erneut an die uns bisher unterstützenden Firmen heranzutreten mit der Bitte, ihre Beiträge zu erhöhen bzw. für 1922 eine Nachzahlung zu leisten. Der Bitte kam ein großer Teil nach. Man versuchte weiter mit Erfolg weitere Kreise von Firmen heranzuziehen, wobei man sich auf Mitglieder stützte, die in diesen Firmen hervorragende Stellungen einnehmen; auch hierbei fand man im großen und ganzen ein reges Interesse. Doch genügen auch diese Beiträge nicht, um die Anforderungen in der Weise weiterzutragen, wie es erforderlich ist.

Der Schwerpunkt der Ausgaben lag bei den Gehältern. Der beste Weg, um zu geordneten Verhältnissen zu gelangen, war der, in dieser Hinsicht den Etat zu entlasten. Dem außerordentlichen Entgegenkommen des Herrn Direktors Dr.-Ing. Kreß einerseits und dem des Vereins Deutscher Ingenieure anderseits ist es zu danken, daß bald nach Beginn dieses Jahres die Gehaltszahlungen für die Gesellschaft ganz in Fortfall kommen und damit die Hauptsorgen beseitigt sind. Herr Dr. Kreß hat sich bereit erklärt, den Geschäftsführer bei seiner Firma zu beschäftigen und ihm zu gestatten, die Geschäfte nebenamtlich weiterzuführen. Fast gleichzeitig schied die ständige Sekretärin aus und die im Hause des Vereins Deutscher Ingenieure für die Gesellschaft bisher tätig gewesenen Damen und Herren erledigen ihren Teil unter Hinzutritt weiterer Herren von nun an ebenfalls nebenamtlich und unentgeltlich.

Im Anschluß an diese Neuregelung in der Geschäftsführung ist geplant, noch weitere Mitglieder in Form eines Aktionsausschusses an der Führung der Geschäfte zu beteiligen, worüber näheres noch bekannt gegeben werden wird.

Zum Schluß sei noch einiges über die Mitgliederbewegung gesagt. Am Anfang des Jahres 1922 zählte die Gesellschaft etwas über 400 Mitglieder, heute sind es über 800, darunter etwa 250, die gleichzeitig Mitglied des V. D. I. sind und 160 Junioren, mithin eine Gesamtzunahme auf das Doppelte. Dieses erfreuliche Ergebnis ist einmal darauf zurückzuführen, daß die ersten Ortsgruppen gegründet worden sind, die sehr rührig in der Werbung neuer Mitglieder waren, das andere Mal darauf, daß im November/Dezember eine systematische Werbung in unserem Organ „Der Bauingenieur" sowie am schwarzen Brett der Hochschulen betrieben wurde, und nicht zuletzt darauf, daß in diesem Winter hier in Berlin regelmäßige Zusammenkünfte der Mitglieder stattfanden, bei denen von bekannten Fachleuten interessante Vorträge gehalten wurden. Diese Versammlungen haben ein reges Interesse gefunden und waren stets gut besucht. Die Versammlungen sollen bis in den April hinein fortgesetzt werden und dann Besichtigungen größerer Betriebe an ihre Stelle treten. Für den nächsten Winter ist ein fortlaufender Vortragskurs geplant, zu dem bereits eine Reihe von Meldungen vorliegen.

Die vorerwähnten beiden ersten Ortsgruppen befinden sich in Mannheim und in Rheinland-Westfalen. Letztere mit dem Sitz in Essen. Die Mannheimer Ortsgruppe zählt zurzeit etwa 70 Mitglieder, die rheinisch-westfälische etwa 100. Die Gründungen stießen anfangs auf den Widerstand des betr. Bezirksvereins des V. D. I.; doch wurde dieser Widerstand durch Verhandlungen mit der Direktion in Berlin beseitigt. Die Ortsgruppen leben im engsten Einvernehmen mit den entsprechenden Bezirksvereinen des V. D. I. Wo weitere Ortsgruppengründungen vorbereitet waren und sich zerschlagen haben, lag es in den meisten Fällen an dem Widerstand der ortsansässigen Architekten- und Ingenieurvereine, die uns häufig als Konkurrenten betrachten. Die Regel hat jedenfalls bewiesen, daß ein Erfolg nur zu erwarten ist, wenn bei den Gründungen ein unbedingtes Bedürfnis dazu vorliegt, und wenn auf die Hilfe des V. D. I. gerechnet werden kann. Weitere Ortsgruppengründungen sind geplant, so auch hier in Berlin, wo das Bedürfnis dazu offensichtlich zutage tritt.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

### Baustoffkunde.

— — — —

### Baumaschinen.

442. Leistung von Sandstrahlgebläsen. Von Ingenieur W. Kaempfer, Durlach. Stahl u. Eisen 1923, Nr. 13, S. 425—430, mit 14 Abb. Einfluß des Luftbedarfs und Luftdrucks, der Sandmenge und Sandkörnung, des Blaswinkels und der Düsenarten auf die Leistung von Sandstrahlgebläsen. Richtlinien für die Auswahl von Sandstrahlgebläsen. Angaben über Leistungen.

443. Saugbagger mit Schneidwerk und Pfahlverankerung für die Unterhaltung des Elbfahrwassers. Von Oberbaurat Dr. Thele, Hamburg. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 13, S. 322, mit 4 Abb. Beschreibung des Baggers. Seine Vorzüge gegenüber dem Eimerbagger und dem Saugbagger ohne Schneidwerk.

### Statik und Festigkeitslehre.

444. Zugversuche mit Stahlstäben Von Ch. Fremont. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 8, S. 176—178, mit 9 Abb. Bericht über Zugversuche zur Aufklärung des Verhaltens der Metalle an der Fließgrenze.

445. Der geschlossene Dreiecksrahmen. Von Dr. techn. Felix Sitte, Berlin. Beton und Eisen 1923, Nr. 5, 6, S. 71—72, 83—85, mit 3 Abb. Verfahren zur Berechnung des geschlossenen Dreiecksrahmens mittels der Clapeyronschen Gleichungen, Sonderfälle und Zahlenbeispiel.

### Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

446. Brücke über das Unterhaupt der Aufstiegschleuse bei Linden. Von Rg.-Baumstr. a. D. E. Scotland, Frankfurt a. M. Beton u. Eisen 1923, Nr. 6, S. 77 bis 78, mit 4 Abb. Beschreibung und Berechnungsgrundlagen der aus Plattenbalken mit Querrippen bestehenden Brücke. Die Brücke bildet mit den Kammerwänden und der Sohle der Schleuse einen geschlossenen Rahmen.

e) Eiserne Brücken.

— — — —

### Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

447. Zur Industriebaukunde. Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. W. Scheibe, Hamburg. Der Industriebau 1923, Nr. 2, S. 21—24, mit 11 Abb. Ein Überblick auf die Entwicklung der deutschen Industriebauten.

448. Kranbahnträger aus Eisenbeton mit unten angreifender Last. Von Prof. Dr.-Ing. H. Dörr, Karlsruhe. Beton und Eisen 1923, Nr. 6, S. 82—83, mit 4 Abb. Ermittlung eines Näherungswertes zur Bestimmung der notwendigen Bügelbewehrung bei ein- und zweiseitigen Konsolen.

449. Der neue Kokskohlenturm der Kruppschen Zeche Hannibal I bei Bochum. Von Dipl.-Ing. A. Kaiser, Düsseldorf. Beton und Eisen 1923, Nr. 5, 6, S. 65—67, 78—80, mit 10 Abb. Beschreibung eines 50 m hohen Kokskohlenturmes mit 2800 t Nutzinhalt.

### Gründungsarbeiten usw.

Vgl. Nr. 443.

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

450. Der elektrische Wassergeschwindigkeitsmesser System DBF. Schweizerische Bauztg. 1923, Nr. 12, S. 149—151, mit 3 Abb. Beschreibung des neuen Systems, das gegenüber dem Woltmannschen Flügel große Vorteile besitzt.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

451. Modellversuche zur Bestimmung der günstigsten Form der Mündung des Hafens Wendischfähre an der Elbe. Von H. Engels. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 6, S. 142, mit 2 Abb., und Polytechnisch Weekblad 1922, Nr. 43. Bericht über im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule in Dresden vorgenommene Modellversuche. (In deutscher Literatur bisher nichts veröffentlicht.)

452. Der Rhein und die Hafenpläne der Stadt Köln. Von Oberbaurat Bock, Köln. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 12, S. 284—286, mit 2 Abb. Köln als Handels- und Industriestadt. Seine Einrichtungen für den Wasserverkehr. Eingehende Beschreibung der im Ausbau begriffenen neuen Anlagen des städtischen Handelshafens und der Industrie.

453. Die Rheinschiffahrt von Straßburg bis zum Bodensee. Zentralblatt 1923, Nr. 25/26, S. 152—153. Auszug aus dem Vortrag, den Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. de Thierry in der öffentlichen Sitzung der Akademie des Bauwesens in Berlin am 22. März d. J. gehalten hat.

454. Die unterirdische Schiffsstraße zwischen Marseille und Berre-See und die Verbindung mit dem Rhônekanal. Von Dipl.-Ing. von Stülpnagel, Berlin. Deutsche Bauztg. 1923, Nr. 25/26, S. 121 bis 123, 6 Abb. Entwicklung der bis auf 1794 zurückgehenden Pläne und jetziger Bauzustand.

455. Über den Panamakanal. Zentralblatt 1923, Nr. 21/22, S. 129—130. Auszug aus Eng. News Rec. vom 19. Oktober 1923 über die jetzige Leistungsfähigkeit.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

456. Die Erhöhung und Verstärkung einer Staumauer. Zentralblatt 1923, Nr. 23/24, S. 144, 1 Abb. Gutachten der Akademie des Bauwesens.

457. Abdichtung des Untergrundes von Staudämmen. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Schmidt, Münster i. W. Zentralbl. 1923, Nr. 23/24, S. 139—141, 3 Abb. Bericht nach Eng. News Rec. vom 20. Juli 1922 über Bauausführung einer 30 m tiefen Betonschürze am Wanaque-Staudamm in New Jersey. Verwendung von 27 m tiefen eisernen Spundwänden. Hinweis auf den ersten Dichtungsschutz beim Yarrow-Staudamm (1870).

458. Beitrag zur Ermittlung einer sparsamen Wasserschloßform. Von Ing. Josef Zorn, Innsbruck. Z. d. Ö. Ing.- u. Arch.-Vereins 1923, Nr. 11/12, S. 65—67, mit 3 Abb. Das Wasserschloß soll im Wesen aus einer unteren Kammer zum Zweck der Wasserabgabe bei Betriebsaufnahme und einer oberen Kammer als Sammelraum des Überwassers bei rascher Betriebseinstellung mit großer Querschnittfläche ausgebildet werden.

459. Spiegelbewegung in Wasserschlössern. Von Dr. techn. A. Schoklitsch, Graz. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 11, 12, S. 129—131, 146—149, mit 6 Abb. Die Berechnungsweise der Schwingungen, Rückwirkung der Spiegelschwingungen im Wasserschloß auf die Spiegellage am Wehr; Überprüfung der ermittelten Formeln durch Versuche. Die Versuchsanlage.

460. Die Art der Bewegung und Wirkung des Wassers in Turbinen und Kreiselpumpen. Von Geh. Baurat Prof. Danckwerts, Hannover. Zentralblatt 1923, Nr. 25/26, S. 150—152, 9 Abb. Die für den Bauingenieur wichtigen hydraulischen Vorgänge in Turbinen und Kreiselpumpen und Angaben zur annähernden Berechnung der Hauptabmessungen.

461. Wirtschaftliche Zukunft schwachvalutig gebauter Wasserkraftwerke. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Leiner, München. Z. d. Ö. Ing.- u. Arch.-V. 1923, Nr. 11/12, S. 67—68. Die Rentabilität von Kraftwerken, die bei sich entwickelnder Inflation gebaut wurden, ist auf jeden Fall gesichert. Voraussetzung für die Rentabilität von Kraftwerken, die bei abflauender Inflation gebaut werden, ist Qualitätsarbeit beim Entwurf und beim Bau.

462. Das bestehende Wiestalwerk der Städtischen Elektrizitätswerke Salzburg und das im Bau befindliche Strubklammwerk (2. Stufe des Wiestalwerkes). Von Ing. Josef Mayrhofer. Z. d. Ö. Ing.- u. Arch.-Ver. 1923, Nr. 11/12, S. 61—65, mit 7 Abb. Allgemeine Angaben sowie Besprechung von Einzelheiten der beiden bei Salzburg gelegenen Anlagen.

463. Wasserkraftanlage Fully in den Berner Alpen. Zentralblatt 1923, Nr. 25/26, S. 148—149, 5 Abb. Auszug aus der Schweizer. Bauztg. 1922, Bd. 80, Nr. 22 bis 27 über die 1912 bis 1914 erbaute Anlage, die 1650 m Gefälle in einer Stufe ausnützt.

464. Die Wasserkraftwerke des schwedischen Staates. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 6, S. 138 bis 139. Beschreibung der schwedischen staatlichen Wasserkraftanlagen, die zur Versorgung des Landes und der Eisenbahnen mit elektrischer Energie dienen.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

465. Tunnelgrabmaschine, System Whitaker. Von P. C. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 9, S. 193—195, mit 8 Abb. Beschreibung einer Maschine zum Vortreiben von Tunneln mit 2,10 m bzw. 3,65 m Durchmesser.

### Straßenbau.

466. Der Städtebau in Deutschland. Die Straßenbefestigungen. Von Georges Mesnard. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 8, S. 180—182, mit 5 Abb. Verfasser vergleicht die deutschen städtebaulichen Maßnahmen mit denen in Frankreich, insbesondere bespricht er die Art der Befestigung der Fußwege und Fahrstraßen.

### Eisenbahnbau und -betrieb.

467. Zur Frage einer einheitlichen Güterzugbremse. Von Ing. C. Wetzel, Zürich. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 13, S. 160—162, mit 2 Abb. Ingenieur Luigi Greppi greift in „Revue Générale des Chemins de fer" die Druckluftbremse System Kunze-Knorr an. Die Vorwürfe werden auf Grund langjähriger Betriebserfahrungen zurückgewiesen.

468. Eine neue einpolige Bremskupplung. Von Dipl.-Ing. Schwend, Nürnberg. Verkehrstechnik 1923, Nr. 4, S. 27—28, mit 4 Abb. Beschreibung einer neuartigen Kupplung, die unter Vermeidung der Fehler der alten zweipoligen Kupplung sich im einjährigen Probebetrieb durchaus bewährt hat.

469. Die Elektrisierung der österreichischen Alpenbahnen. Von Dr. R. Moßmann, Wien. Verkehrstechnik 1923, Nr. 10, 11, S. 73—74, 84—85, mit 2 Abb. Der Stand der Elektrisierungsaktion Österreichs.

470. Zur Lösung der Genfer Bahnhofsfrage. Von A. Acatos, Bern. Schweizerische Bauztg. 1923, Nr. 13, S. 153—158, mit 9 Abb. Geschichtliches. Die Verkehrsentwicklung auf dem Bahnhof Genf-Cornavin. Besprechung verschiedener Umbauprojekte.

471. Lokomotivbekohlungsanlage, System Marie. Von Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 10, S. 235—236, mit 3 Abb. Beschreibung einer mit einem Becherwerk arbeitenden Bekohlungsanlage.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

472. Riß- und Rostbildung bei Eisenbetonbauwerken. Bekanntgegeben durch das Reichsverkehrsministerium am 31. Oktober 1922. Beton und Eisen 1923, Nr. 6, S. 81—82. Richtlinien zur Vermeidung von Mängeln und Schäden an Eisenbetonbauten auf Grund von Untersuchungen der preußischen Eisenbahndirektionen, die an einer großen Anzahl von Eisenbetonbauwerken vorgenommen wurden.

473. Ende des Betonschiffbaues? Von Dipl.-Ing. A. Brune, Minden (Westf.) Beton und Eisen 1923, Nr. 6, S. 78. Die bisher mit Eisenbetonschiffen gemachten Erfahrungen berechtigen durchaus zu der Hoffnung, die wenigen Nachteile der Eisenbetonschiffe gegenüber eisernen und hölzernen Schiffen zu beseitigen.

474. Neuere Eisenbetonbauten in Argentinien und Uruguay. Von der Wayß & Freytag A.-G., Neustadt a. d. Haardt. Beton und Eisen 1923, Nr. 4, 6, S. 41 bis 44, 80—81, mit 17 Abb. Beschreibung einer Anzahl von der Wayß & Freytag A.-G. in Eisenbeton aufgeführter Bauten.

475. Eisenbetonkonstruktion für ein 40 m auskragendes Dach für große Tribünen. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 8, S. 182—183, mit 2 Abb. Beschreibung des Entwurfs für eine Tribünenanlage für ein Stadion, das für die Olympischen Spiele in Frankreich errichtet werden sollte.

476. Flugzeugschuppen in Eisenbetonkonstruktion in Villacoublay (Frankreich). Von André Lesage. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 10, S. 217—220, mit 7 Abb. und 1 Tafel. Beschreibung einer Flugzeughalle, deren Binder als Bogenträger mit Zugband ausgebildet sind. Stützweite 50 m, Trägerhöhe in Bindermitte 8 m.

477. Die kegelstumpfähnliche Eisenbetondecke unter der Drehbühne des Theaters in Lyon. Von P. C. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 8, S. 178 bis 179 mit 4 Abb. Beschreibung der Berechnung und Ausführung der Decke des unter der Drehbühne des Theaters liegenden kreisförmigen Restaurationsraumes.

478. Eisenbeton-Geldschränke. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 6, S. 136—137, mit 2 Abb. Beschreibung der Bauweise derartiger Geldschränke, denen größere Sicherheit und Billigkeit gegenüber Stahlschränken nachgerühmt wird.

Vgl. Nr. **448**, **449**.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

— — — —

### Holzbau.

— — — —

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

479. Die neuen Regungen des Hamburger Backsteinbaus in der Mitte des 19. Jahrhunderts. Von Oberbaudirektor Prof. Dr.-Ing. Schumacher. Zentralblatt 1923, Nr. 23/24, S. 133—138, 11 Abb. Zusammenstellung ausgeführter Bauten.

480. Das Wiederauftreten der Fassadenbemalung in farbtechnischer Betrachtung. Von A. Eibner, München. Zentralblatt 1923, Nr. 21/22, S. 124—128, 3 Abb. Besprechung der in Frage kommenden Farben (Furko, Casein, Wachsfarbe), Bindemittel, Ausführungsarten und Malverfahren.

481. Die Wohnungskrise in Deutschland. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 6, S. 136. Schilderung der Zustände, die zur deutschen Wohnungsnot führten, an der Hand deutscher Zeitungsnachrichten.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

482. Die Zukunft der Straßenbahnen. Von Generaldirektor Schwab, Düsseldorf. Verkehrstechnik 1923, Nr. 6, S. 41—42. Über die Ursachen der schweren wirtschaftlichen Krise, in der sich die Straßen- und Kleinbahnen befinden.

483. Leichtere Straßenbahnwagen. Von Geh. Regierungsrat Wernekke, Zehlendorf (Berlin). Verkehrstechnik 1923, Nr. 5, S. 36. Anregung eines englischen Fachmanns, eine Anzahl Einzelheiten vom Kraftwagen auf den Straßenbahnwagen zu übernehmen, statt sich an das Vorbild des Eisenbahnwagens zu halten. Erfolg: Gewichtsverminderung, erhöhte Lebensdauer des Wagens.

484. Die Hamburger Hoch- und Untergrundbahnen. Von Dr.-Ing. W. Mattersdorf, Hamburg. Verkehrstechnik 1923, Nr. 5, 6, 7, mit 10 Abb. Die bisherige Entwicklung. Die innere und äußere Umgestaltung des Unternehmens als Ganzen. Tarife und Verkehr der Hoch- und Untergrundbahnen. Das Hochbahnnetz und Fahrplan der Hochbahn. Haltestellenbetrieb und Blocksignalsystem.

485. Die Berliner Nordsüdbahn. Verkehrstechnik 1923, Nr. 6, S. 45—46, mit 1 Abb. Beschreibung von Bau, Verlauf und Betrieb der nach 10jähriger Bauzeit nunmehr dem Verkehr übergebenen Schnellbahnlinie.

486. Verbesserung alter Triebwagen bei der Berliner Straßenbahn. Von Oberingenieur E. Kindler, Berlin-Friedenau. Verkehrstechnik 1923, Nr. 8, S. 62—63, mit 6 Abb. Ausbildung des Fahrgestells der alten zweiachsigen Triebwagen so, daß es die Plattformbelastung unmittelbar aufnimmt.

487. Neuere Gesichtspunkte für die Auswahl des Werkstoffes für Straßenbahnwagenachsen. Von Dipl.-Ing. K. Schmidt, Essen. Verkehrstechnik 1923, Nr. 11, S. 81—84, mit 5 Abb. Hauptursache von Dauerbrüchen ist nicht auf Ermüdung des Materials, sondern auf unvollkommene Elastizität zurückzuführen. Als den vielen gleichzeitigen Beanspruchungen geeignet haben sich schwach legierte Nickel- und Chromnickelstahle, die durch thermische Behandlung eine hohe Streckgrenze erreichen, bewährt.

488. Ermäßigung der Strompreise für Straßenbahnen. Von Direktor Dipl.-Ing. R. Vogel, Paderborn. Verkehrstechnik 1923, Nr. 12, S. 91—95. Entgegnung auf die Ausführungen von Regierungsrat a. D. Roffhack und Dipl.-Ing. P. Müller in der Verkehrstechnik 1922, Nr. 50, über die Entwicklung der Strompreise, welche Straßenbahnen an Elektrizitätswerke zahlen. Rechtfertigung der Direktoren Roffhack und Müller.

489. Abgabe von Roheinnahme. Von Prof. Dr.-Ing. E. Giese, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 12, S. 89—91. Über das Mißverhältnis von Roheinnahmen der Straßenbahnunternehmen und der Abgabe an den Wegeherrn.

490. Diesel-elektrische Triebwagen auf schwedischen Eisenbahnen. Von Baurat G. Sobersky, Berlin-Wilmersdorf. Verkehrstechnik 1923, Nr. 7, S. 52. Die Diesel-elektrischen Triebwagen, ihre Vorzüge gegenüber den Dampflokomotiven und ihr Verwendungsgebiet.

491. Neuer, gleisloser elektrischer Omnibus mit Vorderradantrieb in Leeds (England). Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 6, S. 139, mit 1 Abb. Beschreibung eines zweigeschossigen, vollkommen geschlossenen Omnibusses für 64 Personen. Die Stromentnahme für den Vorderradantrieb erfolgt mittels Rolle vom Fahrdraht.

### Siedlungswesen. Sparsame Bauweisen.

492. Technische und hygienische Anforderungen für Siedlungen. Von Baudirektor Gustav Leo, Hamburg. Verkehrstechnik 1923, Nr. 8, S. 57—61, mit 1 Tabelle. Erörterung der Frage, wie weit bei den heutigen wirtschaftlichen Schwierigkeiten zur Förderung der Wohnungsbeschaffung die Anforderungen für die Aufschließung von Siedlungen herabgesetzt werden können. Ergebnis einer Rundfrage in 10 deutschen Großstädten.

493. Über den Stand des Wohnungs- und Siedlungswesens im Deutschen Reiche. Zentralblatt 1923, Nr. 25/26, S. 154. Auszug aus dem Bericht, den Ministerialrat Krüger aus dem Reichsarbeitsministerium in der Reichssiedlungswoche gegeben hat.

### Bauunfälle.

494. Der Brand des Staatstheaters in Wiesbaden. Von Dipl.-Ing. Joseph, Wiesbaden. Deutsche Bztg. 1923, Nr. 27, S. 129—131, 4 Abb. Ergebnisse über die Besichtigung der Brandstätte hinsichtlich des Verhaltens der verschiedenen Baustoffe.

### Amtliche Mitteilungen. Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

495. Die Gebühren-Ordnung der Architekten und Ingenieure in Beziehung zur Reichs-Indexziffer für Lebenshaltung. Deutsche Bauztg. 1923, Nr. 21, S. 100—101. Erläuterungen zu den letzten Festsetzungen des Ago.

496. Die Goldklausel der Reichsbahndirektion Köln. Von Oberregierungsrat Rintelen. Verkehrstechnische Woche 1923, Nr. 11/12, S. 77—81. Eine wirtschaftliche Untersuchung.

497. Die große Verkehrsreform der Reichsbahn. Von Wirkl. Geh.-Rat Kirchhoff, Exzellenz. Verkehrstechnik 1923, Nr. 9, S. 68—69. Ein Rückblick und Ausblick.

498. Frachterhöhung und Warenverteuerung. Von Prof. Dr.-Ing. Helm, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 9, S. 70—71. Entgegnung auf die Veröffentlichung in der Abendausgabe des „Berliner Tageblattes" vom 15. Februar 1923 von Dr.-Ing. Gothein, in der mit Rücksicht auf die außen- und innenpolitische Lage jede vermeidbare Preissteigerung vermieden werden müsse.

499. Der Achtstundentag und seine Wirkungen auf die Produktion. Von Henri Ponçay. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 6, S. 133 bis 136 und Nr. 7, S. 156 bis 159. Verfasser gibt die geschichtliche Entwicklung, die zum Gesetz vom April 1919 über den Achtstundentag in Frankreich führt und schildert eingehend die Auswirkungen desselben auf den Bergbau, die Metall- und Textilindustrie, die Eisenbahnen und Schiffahrt und das öffentliche Bauwesen. Nach Besprechung der Vorschläge zur Änderung des Gesetzes und der in anderen Ländern gemachten Erfahrungen kommt der Verfasser zu dem Ergebnis, daß durch dieses Gesetz eine außerordentliche Verteuerung der Lebenshaltungskosten des Einzelnen wie des Staates hervorgerufen worden ist.

**Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.**

500. Paul Gerhardt †. Von Dr.-Ing. Keller, Berlin. Zentralblatt 1923, Nr. 21/22, S. 128. Nachruf für den Wirkl. Geh. Oberbaurat Gerhardt, der früher Vortragender Rat in der Wasserbauabteilung des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten war.

501. Technischer Fortschritt in Schweden und die Königliche Schwedische Akademie der Ingenieurwissenschaften. Von C. Matschoß. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 12, S. 277—278. Ein Überblick über schwedische Ingenieurarbeit.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

### Walenseeregulierung.

In Nr. 6 und 7 des VI. Jahrgangs der „Schweizerischen Wasserwirtschaft" befindet sich unter den Mitteilungen des Linth-Limmatverbandes die Wiedergabe des vom Sektionschef des Eidg. Amtes für Wasserwirtschaft Bern, Herrn Dr.-Ing. Kobelt, anläßlich einer öffentlichen Diskussionsversammlung im April 1922 in Weesen gehaltenen Vortrags über die Walenseeregulierung. Es soll folgendes — soweit allgemeines Interesse es erheischt — in seinen Grundzügen zusammengefaßt werden.

Die Walenseeregulierung hat sich aus der Korrektion der Linth ergeben; ihr Wasser wird seit 1822 durch den nach seinem Schöpfer benannten Escherkanal dem Walensee zugeführt. Diese Maßnahme ergab sich aus der Wirkung starker Geschiebemassen, die die Linth mit sich führte und in der weiten Tal- (der Linth-)Ebene ablagerte, um sich dadurch selbst die freie Bahn zu versperren, anzustauen und so weite Flächen zu überschwemmen, mit Geschiebe und Schutt zu überschütten und dadurch schließlich landwirtschaftliche Kulturen zu verhindern. Auch hatten starke Ablagerungen von Geschiebemassen an der Vereinigungsstelle von Linth und Maag — letztere führt das Wasser des Walensees der Linth zu — den Abfluß gehindert, was eine Erhöhung des Walenseespiegels und damit die Versumpfung der angrenzenden Ebenen bei Weesen und Wallenstadt zur Folge hatte.

Die dem Walensee jetzt durch die Linth zugeführten Geschiebemassen belaufen sich nach periodischen Nachmessungen im Linthdelta auf rd 70 000 m³, eine, wenn auch nicht gefährliche, so doch immerhin bedeutende Menge, seeabwärts dagegen ist heute das Wasser geschiebefrei.

Infolge der Vergrößerung der dem Walensee zufließenden und entsprechend abfließenden Wassermenge war auch eine Erweiterung sowie Vertiefung des Maag-Gerinnes erforderlich, welche in der Erstellung des Linth-Maag-Kanals durchgeführt wurde. Neben dem genannten Zweck — der ausreichenden Abflußkapazität — wurde ferner eine bedeutende Tieferlegung der Wasserstände des Walensees erreicht, die die genannten Ebenen bei Wallenstadt und Weesen der landwirtschaftlichen Bebauung erschließen ließ.

Im Gegensatz zu den meisten andern Schweizer Seen, den Juraseen, teilweise dem Genfer See, dem Bodensee, sowie den südtessinischen Seen, ist beim Walensee eine Überschwemmungsgefahr nunmehr beseitigt. Neben die geschiebesammelnde Wirkung des Sees, zusammen mit dem ungestörten Abfluß bei genügendem Durchflußquerschnitt tritt noch ein mindestens ebenso wichtiger, die wirtschaftliche Ausnutzung der Wasserkraft fördernder Faktor. Starke Niederschläge und Föhn lassen die Zuflüsse der Linth fast gleichzeitig anschwellen und im Talboden eintreffen, so daß ein plötzliches Steigen der Abflußmengen des Linthbettes zu beobachten ist. Diese auftretende Welle ergießt sich nunmehr in den Walensee, auf dessen im Verhältnis große Wasserfläche sie nur eine geringe Wirkung in der Erhöhung des Seespiegels ausübt. Der langsam zunehmenden Seehöhe entspricht ein ebenso langsam zunehmender Abfluß des Sees; wenn der See seinen Höchststand erreicht hat, ferner die maximale Abflußmenge eintritt, so hat der Berg der Hochwasserwelle schon längst den Linth-Escher-Kanal passiert. Wir sprechen infolgedessen von der hochwasserausgleichenden Wirkung des Sees.

So wie beim Ansteigen des Sees nur ein Teil des zufließenden Wassers zum Abfluß gelangt, der andere im Seebecken zurückbehalten und dadurch eine hochwasserausgleichende Wirkung auf den aus dem See ausfließenden Flußlauf erreicht wird, so löst entsprechend jede Senkung des Seespiegels dadurch, daß der infolge kleiner Zuflüsse zum See sich verringernde Seeabfluß um einen Zuschuß aufgespeicherter Wassermengen des Sees erhöht werden kann, die sogenannte natürliche, niederwasserausgleichende Wirkung aus; ihr steht die künstliche, niederwasserausgleichende Wirkung zur Seite, die unter Ausnutzung des die niederwasserausgleichende Wirkung begünstigenden, umgekehrten Verhältnisses von großer Aufnahmekapazität des Sees zu kleinem Abflußvermögen, durch Errichtung zumeist eines beweglichen Abschlußwehres bewirkt wird. Zum Zwecke des Ausgleichs der Wassermengen innerhalb der Jahreszeiten und in der Folge zur Erreichung des gleichmäßigen Abflusses bedeuten solche Bauwerke bei Ausnutzung der Wasserkraft eine bedeutende wirtschaftliche Energienquelle. Im vorliegenden Falle — der Walenseeregulierung — hat während des Krieges das Gebot der Zeit, trotz Kohlenmangels die Energieproduktion nicht einzuschränken, Kraftunternehmungen in Gemeinschaft mit der Abteilung für industrielle Kriegswirtschaft das eidg. Volkswirtschaftsdepartement zum Bau einer entsprechenden Anlage bewegen lassen. Der Wasserüberschuß des Sommers wird durch zeitweilige Einengung des Abflußprofiles für die wasserarmen Wintermonate, in denen außerdem ein größerer Bedarf an Licht und Wärme vorhanden ist, aufgespeichert.

In diesem Sinne hat zunächst der Abteilung für industrielle Kriegswirtschaft und den beteiligten Kantonen Glarns und St. Gallen ein Projekt für eine provisorische Wehranlage von Herrn Oberst Peter, Zürich mit Bezugnahme auf die außerordentlichen Vollmachten des Bundesrates während des Krieges zur Genehmigung vorgelegen. Mit Rücksicht auf die bevorstehende Aufhebung jener Vollmacht und der damit verbundenen unsicheren Rechtslage ist — trotz der Zustimmung der beiden Kantone — das Projekt nicht zur Ausführung gelangt. Laut Beschluß vom 29. August 1919 fiel die außerordentliche Vollmacht des Bundesrates; letzterer betraute das Departement des Innern mit dem eingehenden Studium der Walenseeregulierung, dessen sich das eidg. Amt für Wasserwirtschaft entledigt hat. Die darauf folgenden Untersuchungen und Projektionsarbeiten haben einen Entwurf gezeitigt, der im wesentlichen mit dem ersten von Herrn Oberst Peter vorgelegten Projekt übereinstimmte. Es soll im Linthkanal — und zwar im Bereiche der früheren Maag — zwischen der seewärts gelegenen Eisenbahnbrücke und der unterhalb gelegenen Straßenbrücke Biäsche ein Nadelwehr von 25,25 cm Länge errichtet werden. Die 4,15 m langen und ca. 65 kg schweren Nadeln lehnen sich an den im ganzen über 7 eiserne Böcke laufenden Verbindungssteg. Die umlegbaren Böcke sind auf einer festen betonierten Wehrschwelle montiert, die ober- und unterhalb durch Sohlenversicherung und Spundwände gegen Unterkolken geschützt ist. Bemerkenswert ist der Antransport und das Einsetzen der Nadelhölzer, der Bedienungssteg dient zugleich als Gleis für einen Kranwagen sowie einen Rollwagen; auf letzterem werden die Nadeln aus dem Depot herangebracht, mittels Kran werden sie dann eingesetzt.

Der bei Nadelwehren in der mangelhaften Abschlußfähigkeit liegende Nachteil kann in vorliegendem Falle unberücksichtigt bleiben, da nach dem vorgeschlagenen sogen. Wehrreglement der minimale Abfluß von 15 m³/sek. infolge Schließen des Wehres nicht unterschritten werden darf, der kleinste bisher aber beobachtete Abfluß des Walensees nur 10 m³/sek betrug, so daß das Wehr niemals ganz geschlossen zu werden braucht. Zur Verhinderung der Überflutung des in Staugrenze liegenden Weges und zum Zwecke der Begehung desselben auch bei Übersteigung der Staugrenze überragen die Nadeln dieselbe um 35 cm. Das Öffnen des Wehres vollzieht sich in der üblichen Weise durch Heben der Nadeln aus ihrem unteren Aufleger, bis sie, um die Nadellehne schwenkend, mit ihrem unteren Ende auf dem Wasserspiegel schwimmen; ihre völlige Entnahme bei anschließendem seitlichen Niederklappen der Böcke in das Flußprofil geschieht ebenfalls unter Mitwirkung des erwähnten Kranes oder auch von einem flußaufwärts durch Drahtseil befestigten Boot aus.

Bei der Projektierung des Wehres mußten folgende Bedingungen berücksichtigt werden.

Mit Rücksicht auf den bei hoher Wasserführung im Sommer bestehenden Kleinschiffahrts- und Flößereibetrieb hatte die Linth-Kommission zum Zwecke ungehinderten Verkehrs die Errichtung eines Wehres ohne feste Wehrpfeiler empfohlen. Andere Konstruktionen als die schon erwähnten kamen als zu schwer infolge zu großer Fundamentpressungen bei vorhandenen, schlechten Untergrundverhältnissen nicht in Frage.

Das aufgestellte Wehrreglement ferner bestimmt eine vollkommene Freilegung des Profils — u. zw. in der Zeit vom 15. März bis frühestens 15. September —, eine Forderung, die durch das hemmungslose Ineinanderlegen der Böcke in das rechteckig gewählte Wehrprofil ohne Schwierigkeiten erfüllt werden kann.

Der Nachweis der Sicherheit der Bedienung ist in weitem Maße erbracht worden, wobei es sich hauptsächlich um die Ermittlung der

für rechtzeitiges Öffnen des Wehres notwendigen Zeitdauer bei zuverlässigem Meldedienst handelte; bei dieser Feststellung ist mit den möglicherweise ungünstigsten Verhältnissen gerechnet worden, für welche sich auch dann noch eine für das Öffnen des Wehres unbedenkliche Zeitspanne ergab.

Die schon erwähnte schematische Regulierung der Seestände soll praktisch in der Weise erfolgen, daß bei genügender Wasserführung der Limmat ab 15. September zunächst das Wasser im Walensee bis zur Staugrenze zurückbehalten wird. Erst bei Unterschreitung des Ausflusses aus dem Züricher See über das Maß von 45 m³/sek, wenn also die tiefer liegenden größeren Kraftwerke an Limmat, Aare, Rhein an Wassermangel leiden, wird der Stau aufgehoben. Oder auch für den Fall der ausreichenden Wassermenge soll mindestens in der Zeit von Ende Januar bis Mitte März das Wasser insoweit aus dem Walensee abgelassen werden, als es die Aufspeicherung der Frühjahrshochwässer erfordert; hierbei soll gleichzeitig unter der Annahme unterirdischer Verbindung zwischen den See- und Grundwasserständen vor Beginn des Frühjahrswachstums eine Entwässerung und Durchlüftung herbeigeführt werden.

Durch die Maßnahme der sukzessiven Absenkung des Walensees von Ende Januar bis Mitte März wird eine unausnutzbare, unwirtschaftliche Ansammlung der Wasserreserve verhindert.

Die Möglichkeit der Erhöhung der Hochwasserstände im Winter durch Stauung kann im Hinblick auf die Hochwasserstatistik einerseits, auf die Berechnungen unter den ungünstigsten Annahmen als fast ausgeschlossen bezeichnet werden. Für den Ausnahmefall eines solchen Winterhochwassers — das letzte ist seit der Linthkorrektion im Jahre 1885 eingetreten — ist, mit Rücksicht auf die Jahreszeit, eine Schädigung der Kulturen, mit Ausnahme des Streuelandes nicht zu befürchten; aber auch hier ist anzunehmen, daß ein solches Hochwasser vor Einbringen der Streue, spätestens Ende September, nicht eintritt.

Der projektierte Einbau von Fischtreppen zur Berücksichtigung der Fischerei auch in Zeiten des geschlossenen Wehres ist vom eidgen. Fischerei-Inspektorat mit dem Bemerken, daß zu Zeiten des Fischzuges die täglich mehrstündige geringe Erhöhung des Abflusses durch Mehröffnen des Wassers genügt, als unnötig erachtet worden.

Soweit Flößerei und Kleinschiffahrt bei genügender Wasserführung in Frage kommen, ist eine Beeinträchtigung des Verkehrs auf dem Linthkanal durch das Wehr, wie schon erwähnt, ausgeschlossen. Dagegen erforderte die Durchführung von Projekten für die Großflußschiffahrt — vom Züricher See bis in den Walensee — eine Erweiterung des Linthkanals und somit auf eine Änderung des Wehrprojekts. Wenn auch mit derartigen Bauten in den nächsten Jahren nicht zu rechnen ist, so bestehen immerhin keine Bedenken gegen ihre Ausführung. Mit Rücksicht darauf ist für das Nadelwehr eine verhältnismäßig kurze Amortisationszeit von nur 30 Jahren in Rechnung gesetzt worden.

Die Wirtschaftlichkeit der Anlage, die allein in der besseren Ausnutzung der Leistungsfähigkeit der bestehenden Anlagen an Limmat, Aare und Rhein durch Regulierung des Zu- und Abflusses des Sees beruhen soll, ist bei einer jährlichen Leistung im Mittel 1,5 Millionen kWh den Erstellungskosten des Wehrs von 300 000 Fr. und unter Annahme einer 75 vH Ausnutzung der erzeugbaren Kraft bei einem Einheitspreis von 3,5 cts/kWh-Winterenergie erwiesen.

Der endgültige Entscheid über die Ausführung des Wehres, der nach Art. 15 des schweiz. Wasserrechtsgesetzes nach erfolgtem Antrag beim Bundesrat seitens der Bundesversammlung gefällt wird, steht noch aus. G. Ehnert.

## Anwendung des Betongußverfahrens beim Bau von 2 Staumauern für die Stadt San Franzisco.

Referiert von Dipl.-Ing. W. Lydtin, Karlsruhe.

In der amerikanischen Zeitschrift Engineering News Record Bd. 88 Nr. 22 u. 23 und Bd. 89 Nr. 12, 1922 befinden sich Berichte über die Bauausführung von 2 Staumauern für den Ausbau und die Regulierung der Wasserkraft des Tuslumuc River zur Wasser- und Kraftversorgung der Stadt San Francisco, woraus nachstehend einige Angaben über das Betonierungsverfahren der Mauern mitgeteilt werden sollen.

Es handelt sich um die Ausführung von 2 Schwergewichtsmauern mit bogenförmigem Grundriß, den Don Pedro-Dam und den Hetch Hetchy-Dam. Der Don Pedro-Dam erfordert etwa 206 000 m³ Beton, bei 85 m Höhe und rd 54 m Stärke an der Sohle, während beim Hetch Hetchy-Dam für die erste Ausbaustufe bei 105 m Höhe rd 278 000 m³ Beton benötigt werden; der untere Teil dieser Mauer wurde gleich in der für den zweiten Ausbau ausreichenden Stärke mit 91 m Sohlenbreite ausgeführt; die endgültige Höhe der Mauer soll 126 m betragen.

Beide Mauern werden in Gußbeton ausgeführt, es kommen aber zwei verschiedene Verfahren für die Beförderung des Betons zur Anwendung. Während beim Hetch Hetchy-Dam die Verteilung des Betons von einem 106 m hohen vierteiligen Betonierungsturm in ein doppeltes Rinnensystem erfolgt, ist beim Don Pedro-Dam dieses bis jetzt meist übliche Turmverfahren verlassen worden; man ist hier unter Ausschaltung des Hochhebens von Beton zu dem sogenannten Gerüstverfahren übergegangen, bei dem ein eisernes Gerüst (mit einem niedrigen eisernen Turm als Stützpunkt für die Hauptrinnenkabel) verwendet wird, das in der Mauerachse aufgestellt ist und mit dem Arbeitsfortschritt vorgebaut wird, so daß es sich schließlich über die ganze Mauer erstreckt. Da beim Don Pedro-Dam ein Beton mit großen Zuschlagsstoffen verwendet wird, so mußte das Rinnensystem besonders sorgfältig durchgebildet werden; die Rinnen sind mit $^3/_{16}''$ starken Stahlplatten ausgekleidet, deren Auswechslung nach einer Leistung von etwa 23 000 m³ erforderlich wird. Der Beton wird in den Rinnen bis auf 100 m weit befördert bei einer Neigung 1:2¾ und bei 75 vH Rinnenfüllung mit einer Leistung von 1,5 m³/min. Die Betonmischungen bestehen aus Zement, Sand, Kies und Steinbrocken, wobei der Kies eine Korngröße von 6—60 mm und die Steinbrocken eine solche von 6 bis 35 cm aufweisen; die verwendeten Mischungsverhältnisse sind 1:2½:6:3 und 1:2:4:2.

Bei der Hetch Hetchy-Mauer wird ein Gußbeton 1:3:6 für den Kern und 1:2½:5 auf der Wasser- und Luftseite in einer Stärke von 1,50 m verwendet; außerdem werden in ausgedehntem Maße große Steinblöcke im Gewicht bis zu 5 t verwendet, die durch Derricks während oder kurz nach dem Betonieren jeder Schicht in den Gußbeton verlegt werden, so daß sie in den Beton einsinken, aber weit genug noch herausragen, um einen guten Verbund mit der folgenden Gußschicht zu ermöglichen; etwa 10 vH der Mauer besteht aus Steinblöcken. Es werden Schichten von 1,50 m Höhe jeweils in 2 Abschnitten gegossen, wobei die Oberfläche der Schichten eine Neigung von etwa 10° hat mit der höheren Lage an der Luftseite der Mauer; der Wasserzusatz ist so bemessen, daß der Guß in etwa 20° Böschung vor sich geht. Um weitere Ungleichförmigkeiten in der Arbeitsoberfläche zu erzeugen, werden Abtreppungen parallel zum Dammachse angeordnet; vor dem Aufbringen einer neuen Gußschicht wird die alte sorgfältig abgebürstet und unter einem Druck von 90 m gründlich abgespritzt. Als Schalung dienen hölzerne Tafeln 1,50 × 2,40 m aus 2 Lagen Brettern, von denen die innere 1 × 6″ mit Nut und Federn versehen ist.

Bemerkenswert ist die Verwendung poröser Betonblöcke für die Entwässerungskanäle und -schächte der Mauer an Stelle der Anordnung von Aussparungen, um das Gewicht und die Widerstandsfähigkeit der Mauer möglichst wenig zu schwächen. Man verwendet würfelförmige Betonblöcke von etwa 1 m³ Größe mit einer Mittelöffnung von rd 100 cm² aus der Mischung 1:1:8, die bei 2,05 t/m³ eine Festigkeit von 70 kg/cm² nach 28 Tagen aufweisen und eine ausreichend starke Wasserdurchlässigkeit besitzen.

Die Betonierungsanlage besteht aus 2 Mischern von je 1½ m³ Inhalt, die in der Regel 2 Rinnensysteme versorgen, von denen aber jedes ein Fassungsvermögen für beide Mischer hat, so daß im Bedarfsfall die Betonmasse an einem Punkte zusammengefaßt werden kann. Die Anlage hat eine Leistung von 1200 bis 1500 m³/Tag in zweimal 8 Stundenschichten. Im August 1921 wurde mit dem Betonieren begonnen, bis Juni d. J. waren 114 000 m³, am 1. September 225 000 m³ betoniert, so daß mit der Fertigstellung der ersten Ausbaustufe der Mauer in diesem Jahre gerechnet werden kann.

## Deckeneinsturz im Verlagshaus Rudolf Mosse, Berlin.

Die in den Tageszeitungen über die Einsturzkatastrophe im Verlagshaus Rudolf Mosse, Berlin erschienenen Abhandlungen enthielten über die Ursache des Unglücks die verschiedensten Angaben. Völlige Klarheit hierüber wird sich erst nach Abschluß der amtlichen Untersuchungen ergeben. Es ist jedoch notwendig, darauf hinzuweisen, daß es sich nicht um eine Bauausführung in Eisenbeton gehandelt hat. Tatsache ist vielmehr, daß Steineisendecken, die zwischen eisernen Trägern gespannt waren, eingestürzt sind.

Nach einer amtlichen Darstellung der städtischen Baupolizei ist eines der zugleich das Dach bildenden Deckenfelder am 24. Januar 1923 zusammengebrochen und hat alle sieben darunter liegenden Geschoßdecken durchschlagen, bis auf die Gewölbe über dem Kellergeschoß, welche standgehalten haben. Hier lagerten sich die Trümmerhaufen ab. Die zusammengebrochene Decke war eine zwischen eisernen I-Trägern gespannte gestelzte Raebelsche Steineisendecke von 4,12 m Spannweite. Das unter der Einbruchstelle liegende Deckenfeld war durch einen eisernen I-Träger unterteilt, der sich durchgebogen hatte. Die Reste der Decken lassen erkennen, daß diese entsprechend der statischen Berechnung für eine Nutzlast von 200 kg/m² ausgeführt waren. Wenn auch Abschließendes noch nicht gesagt werden kann, so ist doch festgestellt, daß sich zwar die Eiseneinlagen einwandfrei zeigten, daß aber, da der Mörtel sich vom Eisen fast vollständig gelöst hat, dessen Abbindung noch nicht völlig erfolgt war. Die fragliche Decke soll zwischen dem 21. und 24. Dezember 1922 hergestellt und am 19. Januar 1923 ausgeschalt worden sein, also eine Abbindezeit von rd 4 Wochen gehabt haben. In dieser Zeit bewegte sich die Temperatur um den Nullpunkt herum; vielleicht hat sogar die Decke etwas Frost bekommen.

Die Ursache des Einsturzes wird vorläufig auf Überlastung der Decke zurückgeführt. Auf den Deckenfeldern soll stellenweise Kies bis zu 70 cm Höhe gelagert haben, dessen Gewicht durch häufige Regenfälle stark vergrößert wurde.

Aus dem vorstehenden ergibt sich, daß die Eisenbetonbauweise mit dem Deckeneinsturz im Hause Rudolf Mosse nicht das geringste zu tun hat. W. P.

## Die Erhöhung und Verstärkung einer Staumauer.

Gutachten der Akademie des Bauwesens.

Eine Wasserwerkverwaltung, welche die Staumauer ihrer Talsperre — zur Vergrößerung der Stauhöhe um 3,40 m — zu erhöhen beabsichtigt, glaubt die Erhöhung der Mauer in wirtschaftlicher Weise durch die Anschüttung eines Erddammes an der Luftseite der Mauer nach vorstehender Skizze erreichen zu können und hat diesen Vorschlag dem preußischen Minister für Landwirtschaft, Domänen und Forsten zur Prüfung vorgelegt. Bei der grundsätzlichen Bedeutung der Frage hat der Minister für Landwirtschaft, Domänen und Forsten den preußischen Finanzminister gebeten, von der Akademie des Bauwesens ein Gutachten über den Vorschlag des Wasserwerks einzuholen. Die Akademie des Bauwesens, die vom Finanzminister zur Erstattung des Gutachtens aufgefordert worden ist, hat dem Gutachten folgende Form gegeben:

Berlin, den 30. Juni 1922.

1. Grundsätzliche Bedenken gegen die Anschüttung eines Erdkörpers gegen eine Staumauer, um diese für eine Erhöhung des Staues standsicher zu machen, bestehen nicht.

2. Auf jeden Fall muß aber die Mauer soweit durch einen Mauerwerkkörper erhöht werden, daß der Erdkörper nicht unmittelbar vom Wasser des Staubeckens berührt wird.

3. Etwa durch die Mauer dringendes Wasser muß durch eine Trockenpackung an der Luftseite der Mauer und durch einzelne Rigolen an der Grundfläche des Erdkörpers unschädlich abgeführt werden.

4. Bei vollem Staubecken kann der Gegendruck des Erdkörpers als voller passiver Erddruck bei sachgemäßer Ausführung der Anschüttung in Rechnung gestellt werden. Dabei sind selbstverständlich für die Ermittlung des Erddruckes die Annahmen zu machen, die den kleinsten Wert des Erddruckes ergeben.

5. Bei leerem Staubecken wirkt der Druck des Erdkörpers als aktiver Erddruck auf die Mauer.

6. Dem unter 5 genannten Belastungsfall scheint die Mauer mit dem vorliegenden Querschnitt nicht gewachsen zu sein. Die für diesen Fall notwendige Standsicherheit wird kaum anders als durch eine Verstärkung des Mauerwerkkörpers an der Luftseite erreicht werden, durch die zugleich auch eine erhöhte Standsicherheit für den Fall, daß das Staubecken gefüllt ist, erzielt wird.

7. Da die unter 2 begründete Erhöhung der Mauer und die unter 6 genannte Verstärkung an der Luftseite sowieso umfangreiche Mauerarbeiten erfordern, so erscheint es angezeigt, von der Anschüttung eines Erdkörpers ganz abzusehen und die Standsicherheit der Mauer durch eine im oberen Teil der Luftseite gut einbindende Verstärkung herbeizuführen.

Akademie des Bauwesens.
Wiesner.

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Entgegnung zu den Abänderungsvorschlägen betreffend die einheitlichen Bezeichnungen für die Festigkeitsberechnungen von Ingenieurbauwerken in Heft 5 des „Bauingenieur" 1923.

Von Dr.-Ing. Fritz Rabbow, Hannover.

Zu den obigen Ausführungen des Herrn Dipl.-Ing. K. Otto möchte ich einige Entgegnungen bringen. Ich kann mich mit den Wünschen des Herrn Otto nicht einverstanden erklären und halte die ursprünglich vorgeschlagenen Bezeichnungen (Bauingenieur Heft 1, Jahrg. 1923) für die zweckmäßigeren.

Zunächst die Wünsche betreffs Schreibweise ${}_{max}S$ oder $S_{max}$. Herr Otto hält letztere Schreibweise für die zweckmäßigere. Nehmen wir z. B. einen Balken auf mehreren Stützen an, bei dem es wohl allgemein üblich ist, die Feldmomente mit arabischen, die Stützmomente mit römischen Ziffern zu benennen. Nach den Wünschen des Herrn Otto müßte man z. B. das größte positive Feldmoment im Feld 2 mit $M_{2max}$ bezeichnen, während die ursprünglich vorgesehene Schreibweise ${}_{max}M_2$ lauten würde. Ich glaube, daß diese letztere vorzuziehen ist, da sie die Häufung von indexartigen Bezeichnungen vermeidet. Zu diesem Punkte möchte ich nur die Frage aufwerfen, ob es zweckmäßig ist, die Bezeichnungen max und min vor S oder M als Index tiefer zu stellen. Meines Erachtens ist dies nicht erforderlich, mit Rücksicht auf die übliche Art der Vervielfältigung statischer Berechnungen, durch Abschrift mit Schreibmaschine, ist es sogar erwünscht, beide Bezeichnungen in gleiche Zeile zu setzen, da dadurch viel überflüssige Arbeit gespart wird.

Was nun den zweiten Einwand des Herrn Otto betrifft, so halte ich ihn vom mathematischen Standpunkte für direkt anfechtbar. Hat man für eine statische Größe, Spannkraft S oder Moment M, die Vorzeichen festgelegt, z. B. Zug = +, Druck = —, + M = rechtsdrehend am linken Stück, — M = linksdrehend am linken Stück, so ist es mathematisch vollständig einwandfrei, unter ${}_{max}S$ oder ${}_{max}M$ den positiven Größtwert oder negativen Kleinstwert, unter ${}_{min}S$ oder ${}_{min}M$ den negativen Größtwert oder positiven Kleinstwert zu verstehen. Greifen wir z. B. wieder auf den Balken auf mehreren Stützen. Das Feldmoment in Feld 2 kann aus Eigenlast und Nutzlast positiv und negativ sein. Von Interesse für die statische Berechnung und Querschnittsausbildung sind nur das größte positive Moment, ${}_{max}M_2$ und das größte negative Moment, ${}_{min}M_2$. Ist die Nutzlast im Verhältnis zur Eigenlast klein, so wird sich für ${}_{min}M_2$ ein positiver Wert ergeben, der aber für die Querschnittsausbildung ganz ohne Interesse ist. Herr Otto schlägt 4 Bezeichnungen vor, $+ M_{max}$, $- M_{max}$, $+ M_{min}$ und $- M_{min}$, vergißt aber, daß von diesen 4 Werten die beiden letzteren ganz überflüssige sind. Die Abänderungsvorschläge des Herrn Otto stellen demnach in diesem Punkte nur eine überflüssige Häufung von Bezeichnungen dar, die vom mathematischen Standpunkte sogar anfechtbar sind. Meines Erachtens ist die Schreibweise $- M_{max}$ und $+ M_{min}$ in sich ein Widerspruch. Für den Mathematiker ist der Begriff des Maximums und Minimums unabhängig vom Vorzeichen des Wertes, sowohl ein Maximum als auch ein Minimum kann positiv oder negativ sein. Für den Ingenieur von Interesse bei der Querschnittsbemessung ist allerdings nur der positive Maximalwert und der negative Minimalwert, ein negativer Maximalwert oder ein positiver Minimalwert ist dagegen für ihn bedeutungslos.

Nach diesen Betrachtungen glaube ich den Nachweis erbracht zu haben, daß die Schreibweise in der ursprünglichen Fassung den Vorzug vor den Vorschlägen des Herrn Otto verdient, da 2 Schreibweisen dort 4 Schreibweisen hier gegenüberstehen.

## Aus dem Haushalt der Reichsbahnverwaltung, Rechnungsjahr 1923.

Es sind ausgeworfen für die Beschaffung von Betriebsstoffen 254 Milliarden, darunter für die Beschaffung von Kohlen, Koks und Preßkohlen allein 211 Milliarden.

Der Ansatz für die Unterhaltung, Erneuerung und Ergänzung der baulichen Anlagen bei der Betriebsverwaltung beträgt 142 Milliarden.

Für Gleisumbau sind insgesamt 55,9 Milliarden ausgeworfen.

Für Unterhaltung, Erneuerung und Ergänzung der Fahrzeuge sowie der maschinellen Anlagen sind 299 Milliarden vorgesehen, für Werkstoffe 91,6 Milliarden veranschlagt.

Aus den Mitteln des ordentlichen Etats sollen 1500 Lokomotiven und Triebwagen, 1500 Personenwagen, 300 Gepäckwagen, 15 000 Güterwagen im Gesamtwerte von 96,5 Milliarden beschafft werden.

Aus Anlaß der Einführung der elektrischen Zugbeförderung sind daselbst 2,325 Milliarden für Fahrzeuge vorgesehen.

Näheres in „Neu-, Um- und Ergänzungsbauten und sonstige Beschaffungen der Reichsbahn. Amtliches Material" (Verlag H. Apitz-Berlin).

## Die Gesundung der Reichsbahn.

In den Heften 5 und 7, Jahrgang 1923 der „Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen", finden sich etwa folgende Angaben über die Wirtschaftlichkeit der Reichsbahn im Jahre 1922:

Infolge der herabgegangenen Verkehrsleistungen und des Defizits der letzten Jahre setzte eine umfassende Reorganisation ein. In Verwaltung und Betrieb wurden Geschäftsgrundsätze, die sich in der Privatindustrie bewährt haben, eingeführt, einmal, um dem Bureaukratismus der Staatsbetriebe ein Ende zu machen, zum andern, um den Plänen, die Reichsbahn zu privatisieren, entgegenzutreten. Die Reformarbeit hat auch besten Erfolg gezeitigt. Die Leistungen stiegen, der

Personalstand und Materialverbrauch wurden verringert und das Defizit beseitigt. Seit dem 1. April z. B. wurde kein Wagenausfall an der Ruhr verzeichnet, die Anzahl der Personenkilometer betrug etwa 53 Milliarden gegen 49 im Jahre 1921 und 39 im Jahre 1913, und die Anzahl der Gütertonnenkilometer etwa 69 Milliarden gegen 62 im Jahre 1921 und 63 im Jahre 1913. Der Personalstand wurde von seinem Höchststande im Jahre 1919 von 1 121 745 Köpfen auf 1 026 559, der Kohlenverbrauch von 24,94 t auf 1000 Lokomotivkilometer im Jahre 1919 auf 17,5 t und der Ölverbrauch von 28,93 kg auf 23,53 kg herabgedrückt, also etwa 18 vH Ersparnis an diesen Hauptmaterialien erzielt. Danach wurde auch ein Gleichgewicht im Budget, ja sogar ein kleiner Überschuß erzielt; denn die Summe der Einnahmen betrug vom 1. April bis 31. Dezember 1922 485 231 und die der Ausgaben 482 341 Millionen Mark. Neuerdings ist dieses Gleichgewicht allerdings durch die Ruhrbesetzung stark gefährdet, so daß das Rechnungsjahr am 31. März voraussichtlich mit einem Fehlbetrag abschließen wird.

Leh.

## Zur Förderung wissenschaftlich-praktischer Ausbildung im Bauingenieurstudium.

Von Dr.-Ing. E. Neumann, o. Professor für Ingenieurbauwesen (Braunschweig).

Herr H. Butzer hat in seinen Ausführungen in Nr. 16 Jahrg. 1922 des Bauingenieur die wissenschaftlich-praktische Ausbildung der Bauingenieure in den Vordergrund gestellt. Von denjenigen, die seine beachtlichen Gedanken aufgegriffen haben, scheint der Kern der Frage insofern etwas verschoben zu sein, als von ihnen ein besonderer Wert auf die Ergebnisse solcher wissenschaftlich-praktischen Versuchstätigkeit gelegt wird. Beides hat seine Berechtigung. Bei dem heutigen Stand der technischen Wissenschaften wird sich beides aber schwer vereinigen lassen. Herr Butzer hat vornehmlich den werdenden Bauingenieur im Auge, dessen Berufsausbildung durch die Schulung in forschend-praktischer Tätigkeit vervollkommnet werden soll. Die besonderen Mittel, die eine solche Ausbildung erfordert, sollen durch Spenden aufgebracht werden.

Die Beschäftigung mit Versuchsarbeiten gehört zu einer abgeschlossenen wissenschaftlichen Bildung schon aus dem Grunde, weil die Hochschullehrer in den meisten technischen Fächern die Studierenden darauf hinweisen müssen, daß das, was ihnen vorgetragen wird, Erfahrungswissenschaft ist, die zwar rechnerisch ausgewertet werden kann, und deren rechnerische Behandlung für die meisten landläufigen Aufgaben gilt (vgl. Ausführungen von Prof. Kayser in Nr. 23), daß aber in allen Rechnungen mit Beiwerten und Voraussetzungen gerechnet wird, die doch nicht für alle Fälle zutreffen und steter Berichtigung und Nachprüfung bedürfen. Damit nun der zukünftige Ingenieur in den Stand gesetzt wird, sich stets über die Richtigkeit seiner Annahmen und den Wert seiner Rechnungen klar zu werden, muß er die Arbeitsweisen kennen lernen, mit denen er sich die klaren, notwendigen Grundlagen für seine technischen Entscheidungen verschaffen kann. Die Erzielung großer wissenschaftlicher Ergebnisse wird dabei erst in zweiter Linie kommen. Hauptsache ist, daß der Studierende durch Beschäftigung mit Versuchen Anregungen erhält, wie er durch praktisches Anpacken der Dinge ihnen auf den Leib rücken kann. Das wird ihm die nötige Selbstsicherheit in seiner späteren Berufstätigkeit geben und ihn davon abhalten, über Zweifel sich mit dem Schwunge des durch keinerlei Sachkenntnis getrübten hinwegzusetzen, ihn vielmehr anhalten, alle Fragen unbeirrt bis zu Ende durchzudenken. Wie der Unterricht in den technischen Wissenschaften auf die Anfertigung von Zeichnungen und Übungsaufgaben nicht verzichten kann, und gerade sie die beste Gelegenheit geben, das Interesse am Stoff wach zu halten, so muß auch durch die Beschäftigung mit praktischen, anschaulichen Versuchen dem Studierenden das Wesen des Studiums nahegebracht werden. Hierbei wird die Erzielung wissenschaftlicher Ergebnisse zwar stets im Auge zu behalten sein, aber doch nicht ausschließlich in Frage kommen. Eine gewisse Folge in der Beschäftigung mit Versuchen, die Nachprüfung von schon von anderer Seite getätigten Versuchen wird ausreichen, um ihn erkennen zu lassen, welche Vorteile solche Versuche bieten und wo die Grenzen für ihre Anwendung liegen.

Bei diesen Versuchen wird der Beschäftigung mit den Baustoffen ein besonderer Anteil zugewiesen werden müssen, denn gerade hier bieten sich immer neue Aussichten für Versuche, die in den verschiedensten Formen und Arten vorgenommen werden können. Vor allem darf in Zukunft kein Bauingenieur die Hochschule verlassen, der nicht durch Beschäftigung mit ihnen bestimmte Kenntnisse erworben hat. Die Zeiten müssen endgültig überwunden sein, daß der junge Ingenieur die Baustoffe erst in der Praxis zu Gesicht bekam und sich von den Arbeitern die nötigen Aufklärungen geben lassen mußte.

Ein erfolgreiches Bauingenieurstudium ist daher ohne Versuchsanstalt mit wissenschaftlich-praktischer Tätigkeit nicht mehr denkbar. Die Herrichtung solcher Anstalten, ihre Unterhaltung, Beschaffung der Verbrauchsgegenstände und Stoffe, die Besoldung der Hilfskräfte u. a. m. erfordern aber große Mittel, die von den Verwaltungen nicht mehr aufgebracht werden können. Daher ist die von Herrn H. Butzer gegebene Anregung, durch Mittel der Industrie die praktische Versuchstätigkeit der Studierenden zu fördern, mit Freude zu begrüßen, einmal zur Deckung der allgemeinen Bedürfnisse bei der Versuchsausbildung, ferner für bestimmte Aufgaben, letztere wohl mehr für die Lehrer selbst, gegebenenfalls unter Mitwirkung besonders begabter und geschickter Studierender. Die Mittel können in Geld, aber auch in Naturalien bestehen, wie z. B. Zement, Kalk, Straßenbaustoffe, Teer, Holz, Sand, Kies, Schotter, ausrangierten Maschinen und Geräte. Dann eröffnen sich für den schnellen Fortschritt in unseren technischen Wissenschaften sehr erfreuliche Ausblicke.

Die preußische Staatsbauverwaltung hatte die Gepflogenheit, bei größeren Bauunternehmungen besondere Mittel für wissenschaftliche Untersuchungen bereitzustellen. Ich habe mich des Eindrucks nicht erwehren können, daß diese Versuche ergebnisreicher gewesen wären, wenn sie von Ingenieuren geleitet worden wären, die eine größere Erfahrung in Versuchsanordnungen gehabt hätten. Vielfach scheinen die Versuche für die beschränkten Mittel viel zu groß angelegt. Es bestätigt das die Auffassung von Prof. Kayser über die geringe Schulung unserer Bauingenieure.

Demgegenüber müssen die Leistungen der technischen Versuchsanstalt der Stadt Charlottenburg besonders hervorgehoben werden. Hier war es die kritisch veranlagte Persönlichkeit des Stadtbaurates a. D. Prof. Dr.-Ing. e. h. Bredtschneider, der bei der hohen Verantwortung, die er als Leiter eines großen Stadtbauwesens fühlte, sich nicht auf allgemeine Erfahrungssätze verlassen wollte, sondern darauf bedacht war, alle etwa auftretenden Zweifel und Unsicherheiten zu klären, zu welchem Zwecke er in der Tiefbauverwaltung eine technische Versuchsanstalt einrichtete. Seine bahnbrechenden Forschungen über das Abwässerwesen, Verwendung des Asphaltes und Teeres im Straßenbau, Zerstörung des Betons durch Sulfate u. v. a. stellen die Leistungen anderer Anstalten in den Schatten. Gegenwärtig entbehrt diese Anstalt des technischen Leiters, was trotz der Würdigung der sehr anerkennenswerten Leistungen des Chemikers der Anstalt, des Magistratsoberbaurates Dr. phil. Herrmann, zu bedauern ist und die Erfolge der Versuchsanstalt beeinträchtigen muß. Denn Stadtbaurat Bredtschneider und ein großer Teil seiner Mitarbeiter sind aus den Diensten der Stadt ausgeschieden oder haben bei anderen Aufgaben Verwendung gefunden. Unter den übrigen Baubeamten Berlins ist anscheinend niemand vorhanden, der dem Wert in der Fortführung der technischen Versuche das nötige Verständnis entgegenbringt und auch die erforderliche Erfahrung mitbringt. Zwar hat die Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte bei dem Magistrat Berlin den Antrag gestellt, dem Stadtbaurat Bredtschneider die Leitung der der Versuchsanstalt angegliederten Zentralstelle für Asphalt- und Teerforschung zu übertragen. Ob mit Erfolg, ist mir nicht bekannt geworden.

Aus diesen Beispielen zeigt sich offensichtlich der Mangel in der Ausbildung unserer Bauingenieure. Sie müssen durch praktische Ausbildung im Versuchswesen darauf hingewiesen werden, daß der einfachste Wasserbau, Straßenbefestigungsart, Kläranlage, Brückentragwerk eine Fülle von Fragen aufwerfen, deren Behandlung u. U. auf dem Versuchswege nach der technischen, wirtschaftlichen oder statistischen Seite gerade die besondere Aufgabe des wissenschaftlich gebildeten Ingenieurs im Gegensatz zum Baugewerkschultechniker ist, und daß zumeist selbst die Lösung verhältnismäßig einfacher Fragen nicht nur ihre Erkenntnis bereichert, sondern der Technik wertvolles Material liefern kann.

Nach dieser Richtung hin die heutige Erziehung unserer Studierenden zu erweitern, ist eine dringende Aufgabe, und es scheint mir, als ob Herr H. Butzer mit seinem Vorschlage nicht nur eine wertvolle Anregung gegeben, sondern den Stein ins Rollen gebracht hat. Eine Bewegung ist damit eingeleitet worden, wie auch aus den verschiedenen Zuschriften sich ergibt, die nicht eher zur Ruhe kommen darf, bis die Ausbildung und Schulung unserer Bauingenieure im Versuchswesen ein wichtiger Teil des gesamten Studiums geworden ist.

---

# PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 8. Februar 1923.

Kl. 19 a, Gr. 10. A 33 323. American Spike Company, New York; Vertr.: G. Dedreux u. A. Weickmann, Pat.-Anwälte, München. Schienennagel mit Längsrippen. 21. IV. 20.

Kl. 19 a, Gr. 28. H 90 977. Albert Höing, Königsteele a. d. Ruhr. Gleishebebock. 29. VIII. 22.

Kl. 37 b, Gr. 5. Sch 63 867. Franz Schüller, Wien; Vertr.: H. Licht, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verbindung von Hölzern durch Ringdübel. 12. I. 22. Österreich 3. II. 21.

Kl. 37 d, Gr. 32. S 50 789. Naamlooze Vennootschap „Ripperda" tot Exploitatie van Onderdeelen, Betreffende Het Bouwvak, Haarlem, Holl.; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Verputzen von Zement-Traßmörtel- oder Betonflächen; Zus. z. Anm. S. 49 005. 8. VIII. 19. Holland 17. III. 16.

Kl. 84 c, Gr. 4. P 38 319. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Vorrichtung zur Unterstützung eines mehrteiligen Gelenkrohrs für die Dampfzuführung bei Dampframmen 29. VIII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. Februar 1923.

Kl. 5 c, Gr. 1. G 56 074. Daniel J. Gibbels, Geleen, Limburg Bühne zum Abteufen und Ausbauen von Schächten. 15. III. 22.

Kl. 5 c, Gr. 4. K 77 682. Paul Kaasmann jr., Witten, Ruhr. Nachgiebiger Grubenstempel. 24. V. 21.

Kl. 20 g, Gr. 1. V 17 247. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Vorrichtung zur Verhinderung des Wanderns von Laufringen und Laufkränzen bei Schiebebühnen und Drehscheiben, insbesondere bei Gelenkdrehscheiben. 2. III. 22.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 59 779. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Vorrichtung zur Herstellung der Abhängigkeit an elektrischen Stellwerken. 15. V. 22.

Kl. 20 i Gr. 35. E 27 996. Lloyd Esvenschied, New York; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Elektrische Zugdeckungsanlage. 18. IV. 22.

Kl. 65 a, Gr. 32. T 26 684. Harry Thomson, Motherwell, Engl.; Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler, E. Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Landungsbrücke. 22. VI. 22. England 23. VI. 21.

Kl. 84 d, Gr. 2. T 25 749. Heinrich Toussaint, Kiel, Werftstr. 124, Hugo Fluck, Hamburg, Spaldingstr., u. Deutsche Werke Akt.-Ges., Berlin. An der Hinterseite der mit dem Löffelstiel festverbundenen Löffelrückwand angelenkter Baggerlöffel. 24. VIII. 21.

Kl. 85 c, Gr. 6. D 36 915. The Dorr Company, New York; Vertr.: Max Wagner, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Klärvorrichtung. 23. XII. 19. V. St. Amerika 5. X. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. Februar 1923.

Kl. 19 a, Gr. 11. S 55 933. Friedrich Sommer, Rendsburg. Schienenbefestigung; Zus. z. Pat. 342 509. 22. III. 21.

Kl. 19 a, Gr. 24. K 79 616. Elfriede Kohlus, geb. Schmitz, u. Ingeborg Käthe Kohlus, Plettenberg i. W. Doppelhakenklemmplatte mit Keilbefestigung für Grubenschienen. 27. X. 21.

Kl. 20 g, Gr. 3. S 61 603. Siegener Maschinenbau Akt.-Ges., Siegen. Schiebebühne. 9. XII. 22.

Kl. 35 b, Gr. 1. B 106 919. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Kabelkran mit Ausleger. 26. X. 22.

Kl. 35 d, Gr. 9. E 27 935. Elektrobaugesellschaft, Dessau. Verfahren zum Aufrichten von Leitungsmasten. 6. IV. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. L 52 562. Alois Lutz, Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Saugüberfall. 4. III. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. Februar 1923.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 59 837. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Kupplung für Zusatzflügel mehrflügeliger Signale. 18. V. 22.

Kl. 20 i, Gr. 36. V 16 169. Robert Edward Stopford Venables, London; Vertr.: E. Peitz u. Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Einrichtung zum selbsttätigen Ordnen und Leiten von Schienenfahrzeugen. 8. I. 21. England 10. I. 20.

Kl. 84 a, Gr. 3. B 106 175. Berliner Actien-Gesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Eisklappenantrieb für bewegliche Segmentwehre. 23. VIII. 22.

Kl. 84 a, Gr. 6. G 38 422. Ernest Alphonse Laurent Guiu, Prats-de-Molle, Frankr.; Vertr.: M. Mossig, Pat.-Anw., Berlin SW 29. Drehbare Rechentrommel zum Ausscheiden von Blättern und sonstigen Schwimmseln; Zus. z. Pat. 368 456. 12. II. 13.

Kl. 85 a, Gr. 7. B 100 231. René Louis Maxime Belleaud und Jean Barrollier, Courbevoie, Seine; Vertr.: S. Goldberg, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Vorrichtung zum Entkeimen von Flüssigkeiten durch ultraviolette Strahlen und Ozon. 15. VI. 21.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. Februar 1923.

Kl. 20 i, Gr. 9. 372 111. Franz Rudolph, Essen, Ruhr, Bentheimer Straße 11. Weiche für Hängebahnanlagen. 7. III. 22. R 55 292.

Kl. 20 i, Gr. 17. 371 990. Dr. Alexander Coppola-Fabrizj, Berlin, Adolfstr. 12 b. Einrichtung zum selbsttätigen Umstellen von Weichen elektrischer Bahnen. 30. XII. 21. C 31 525.

Kl. 20 i, Gr. 17. 371 991. Robert Horst, Hagen i. W., Rathausstr. 11. Elektromagnetische Weichenstellvorrichtung. 27. V. 22. H 89 940.

Kl. 20 i, Gr. 35. 371 992. Karl Beyermann, Haida, Böhmen; Vertr.: Oskar Wünsche, Heidenau-Nord b. Dresden. Elektrische Zugsicherung mit gegen Einfrieren geschützten Kontaktrollen. 6. VIII. 22. B 105 776.

Kl. 85 c, Gr. 6. 372 178. Abwasser- und Wasserreinigungs-Gesellschaft m. b. H., Posseyer & Niesen, Essen-Bredeney. Verfahren und Vorrichtung zur Entfernung wasserarmen Klärschlamms unter Wasser. 20. IV. 21. A 35 312.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. Februar 1923.

Kl. 5 b, Gr. 12. 372 450. Clemens Abels, Berlin, Klopstockstr. 51. Tagebauanlage mit Schwenkbetrieb und Standkippe. 7. IX. 21. A 36 219.

Kl. 19 a, Gr. 10. 372 388. W. Kohlus & Co. G. m. b. H., Plettenberg i. W. Schienenbefestigung für Kleinbahnen. 24. XII. 20. Sch 60 294.

Kl. 20 i, Gr. 11. 372 464. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schutzeinrichtung gegen Fremdströme bei Wechselstromsignalantrieben. 30. IV. 22. S 59 611.

Kl. 20 i, Gr. 33. 372 667. Arthur Haenike, Berlin-Tempelhof, Ordensmeisterstr. 56 a. Vorrichtung zur selbsttätigen Bremsung von Eisenbahnzügen. 2. IX. 22. H 91 005.

Kl. 20 i, Gr. 34. 372 668. Alfred Louis Ruthven, Rochester, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Zugsicherungssystem. 13. X. 22. R 56 965.

Kl. 20 k, Gr. 9. 372 580. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Aus einem wagrechten Arm und einer Stützstrebe bestehender Ausleger für die Aufhängung von Kettenlinien-Fahrleitungen elektrischer Bahnen. 4. IV. 22. S 59 354.

Kl. 20 k, Gr. 14. 372 581. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin Neben dem Gleis verlegte Schiene (dritte Schiene) für elektrische Bahnen. 10. V. 21. S 56 372.

Kl. 37 b, Gr. 5. 372 483. Arnold Wothe, Markt-Oberdorf, Allg. Schraubenunterlagsplatte für Holzverbindungen. 14. III. 22. W 60 710.

Kl. 37 f, Gr. 7. 372 453. Fabrik für Dampfkessel und Eisenkonstruktionen Heinr. Stähler u. Heinrich Scheib, Weidenau, Sieg. Hochofengerüst. 16. XII. 19. St 32 682.

Kl. 80 a, Gr. 53. 372 514. The Hume Pipe & Concrete Construction Company Ltd., London; Vertr.: Hans Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Maschine zur Herstellung von Rohren, Rohrstücken u. dgl. aus Zement oder ähnlichen formbaren Massen durch Fliehkraft in kreisenden Formen. 5. V. 20. H 80 861. England 25. IX. 13.

Kl. 80 b, Gr. 21. 372 515. Deutsche Porosit-Beton G. m. b. H., Berlin. Verfahren zur Herstellung von Betonmauerwerk; Zus. z. Pat. 338 552. 14. VI. 22. D 41 916.

Kl. 84 b, Gr. 1. 372 518. Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Abschluß von Kanalhaltungen an Schiffshebewerken u. dgl. 16. IV. 22. G 56 333.

Kl. 85 c, Gr. 6. 372 706. Hans Bauer, Regensburg. Als Abstreicher ausgebildeter Verschlußbalken zur Entfernung des Sinkschlamms aus dem unteren Teil des Klärbeckens; Zus. z. Pat. 361 680. 23. II. 19. B 88 552.

---

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Jahrbuch der angewandten Naturwissenschaften. 32. Jahrgang; herausgegeben unter Mitwirkung von Fachmännern von Dr. August Schlatterer. Freiburg i. Br. 1922, Herder. 400 M + Teuerungszuschlag.

Trotz der Ungunst der Zeiten und der namentlich schwer auf dem Buchgewerbe lastenden Verhältnisse erscheint der 32. Jahrgang nicht nur in der alten vornehmen Ausstattung, sondern auch in dem bekannten inneren Werte. Wer sich kurz, aber immerhin umfassend über die Errungenschaften der Naturwissenschaften in den Jahren 1921 und 1922 unterrichten will, findet hier das, was er wünscht. Vom Fachmann verfaßt, führen ihn die vielen Kapitel in die vielgestaltigen Abschnitte, neueren Arbeiten und Forschungsergebnisse der angewandten Naturwissenschaften ein. An den Abschnitt Bautechnik schließt sich ein solcher über mechanische und chemische Technologie, ein weiterer über Forst- und Landwirtschaft, Fischereiwesen, Medizin, Tierheilkunde, Luftfahrt, Erdkunde und über Himmelserscheinungen an. In einem besonderen Abschnitt werden weiterhin Hauptfragen aus verschiedenen Gebieten behandelt, die gerade die

Jetztzeit beschäftigen; Neuzeitliche Pflanzenzüchtung (Mendelsche Theorie), Drahtloser Überseeverkehr u. a. m. Den Schluß bilden wertvolle Angaben über die Praxis der Patentanmeldung usw. sowie eine sehr ausführliche Totenschau. Für den Bauingenieur sind von besonderer Bedeutung die ersten Abschnitte der Bautechnik: Großschiffahrtswege, Wasserkraftausbau, Eisenbau, Amerikanische Riesenbrücken die weitest gespannten Eisenbetonbrücken der Welt, Wasserleitung in Apulien usw. In der Totenschau, die mit besonderer Hingabe bearbeitet worden ist, treten dem Bauingenieur u. a. die Lebensgeschichten entgegen von: Otto Gleim (Hamburg), Egbert von Hoyer (München), Theodor Rümelin, Albert Pintsch u. a. m.

Ein jeder, der sich über den neuzeitlichen Stand der Anwendung der Naturwissenschaften unterrichten will, wird in dem mit vielen guten Abbildungen ausgestatteten Werk alles das finden, was er sucht. Bei der Unmöglichkeit, heute in alle Sondergebiete einzudringen, muß deshalb das vorliegende Jahrbuch von hohem Werte sein. Seine Anschaffung sei deshalb warm empfohlen. M. F.

Die Statik des Eisenbaues. Von W. L. Andrée. Zweite Auflage. Mit 810 Abb. und 1 Tafel. Verlag von R. Oldenbourg, München-Berlin. Grundpreis geh. 15 M.

Es liegt ein Neudruck der ersten im Jahre 1917 erschienenen Auflage des bekannten und in der Praxis bestens eingeführten Werkes vor. Eine eigentliche „Statik" ist das Werk nicht, soll es auch nicht sein; sondern es wendet sich nur an die wichtigsten Bedürfnisse des Eisenbaues, denen es in einer Anzahl für sich unabhängiger Kapitel bestens gerecht wird. Behandelt werden: Druckstäbe und Säulen, Gebäude, Werkstätten und Hallen, Hellingsgerüste, Fördergerüste, Kühltürme und Brücken. An die theoretischen Erörterungen dieser Gebiete, die z. T. an keiner anderen Stelle unserer Literatur in ihrer Statik behandelt werden, schließen sich stets Rechenbeispiele aus der Praxis und zum Schlusse eine weitere Anzahl praktischer Aufgaben, die — gleich allen vorangehenden Zahlenrechnungen — als weitere hochwertvolle Ergänzungen und Anwendungen der theoretischen Behandlung anzusprechen sind. Für viele Einzelgebiete des Eisenbaues hat das Werk Andrées nicht seinesgleichen. Deshalb wird sein Wiedererscheinen in allen Kreisen der Eisenkonstrukteure mit Freude begrüßt werden. M. F.

Einfluß bewegter Last auf Eisenbahnoberbau und Brücken. Von Dr.-Ing. Heinrich Saller, Oberregierungsrat. Mit 48 Textabbildungen. Berlin und Wiesbaden, C. W. Kreidels Verlag 1921. Grundzahl 2,5.

Die vorliegende Arbeit ist eine Zusammenfassung und Neubearbeitung von an anderen Stellen veröffentlichten Einzelaufsätzen und bildet eine Ergänzung der früher erschienenen Arbeit des Verfassers über „Stoßwirkungen an Tragwerken und am Oberbau im Eisenbahnbetriebe". Beiden Arbeiten liegt die Anschauung zugrunde, daß die Beanspruchungen an Oberbau und Brücken unter Verkehrslasten vorwiegend dynamisch zu beurteilen sind, weil die Formänderungen, die sich in der Form der Schwingung vollziehen, vielfach von den statisch berechneten bedeutend abweichen. Zur Klärung dieser Beziehungen, deren Feststellung bisher dadurch umgangen wurde, daß man die zulässigen Spannungen durch auf Schätzung beruhende Stoßziffern herabminderte, ersetzt der Verfasser die bewegte Last durch eine nach gewissem Gesetze veränderliche ruhende Kraft derart, daß der Verlauf der Veränderung annähernd dieselbe Wirkung erzielt, wie die bewegte Last. Die Schwingung unter bewegter Last wird somit auf eine Schwingung unter dem Einflusse einer ruhenden veränderlichen Kraft zurückgeführt. Vorausgesetzt wird hierbei nur, um die Auflösung der Differentialgleichungen nicht zu erschweren, daß die Biegelinie bei jeder Stellung der bewegten Last in einfachem Ausdruck bekannt ist.

Im ersten Teil seiner Arbeit, der sich mit den Formänderungen des Eisenbahnoberbaues beschäftigt, kommt der Verfasser zu dem Ergebnis, daß die Zuschläge aus den üblichen Geschwindigkeiten sehr gering werden und erst bei sehr gesteigerten, heute im Eisenbahnbetrieb noch nicht erreichbaren Geschwindigkeiten berücksichtigungswerte Größen erreichen würden. Insbesondere erörtert er eingehend die Verhältnisse am Schienenstoß unter Berücksichtigung der Stoßdrücke, vor allem wieder die Abhängigkeit des Verhaltens von der Geschwindigkeit der Last. Die bisher hierfür bekanntgewordenen, voneinander stark abweichenden Beobachtungen und Berechnungen werden auf das verschiedene Zusammenwirken der Schwingung unter der bewegten Last mit den unvermeidlichen starken Stoßdrücken zurückgeführt. An einem Beispiel zeigt Dr. Saller, daß bei neuzeitlichem starken Oberbau die größte Überschreitung der ruhenden Durchbiegung um 15 vH bei etwa 50 km/h erreicht wird und dann bei höheren Geschwindigkeiten stetig abnimmt.

Zur Ermittelung des Einflusses der Geschwindigkeit der bewegten Last auf Brückentragwerke, der im zweiten Teil der Abhandlung einer Untersuchung unterzogen wird, wendet Dr. Saller das gleiche Verfahren wie für den Eisenbahnoberbau an, indem bei kleineren Tragwerken, für die nur Einzellasten in Frage kommen, in Brückenmitte eine feste, aber mit der Zeit veränderliche Last, die der ruhenden Durchbiegung entspricht, aufgebracht und für die Schwingung der gesamten Masse, Last und Tragwerk, die Differentialgleichung aufgestellt wird. Hierbei ergibt sich, daß bei kleinen Brücken die Zuschläge auf die ruhende Durchbiegung sehr hohe sind. Auch für größere Brücken werden die Einflüsse bei der Belastung durch Lastenzüge eingehend erörtert, mit dem durch die Beobachtung an größeren Tragwerken bestätigten Erfolg, daß die Durchbiegung bei den üblichen Zuggeschwindigkeiten hierbei nur in sehr geringem Maße von der statisch errechneten abweicht.

In einem Schlußkapitel unterzieht der Verfasser noch den Einfluß der Abfederung eines Teiles der Verkehrslast einer Betrachtung und vergleicht damit die vorher erhaltenen Ergebnisse, die volle Verkehrslast ohne Federung berücksichtigen.

Das Buch ist eine bedeutsame und wertvolle Arbeit, welche die Kenntnis der Wirkungsweise der bewegten Last auf Tragwerke wesentlich vertieft. Allen denen, die sich mit Oberbaufragen oder Brückenbauten zu beschäftigen haben, wird es wertvolle Fingerzeige geben und neue Erkenntnis vermitteln. Sein Studium sei deshalb allen denen, die in dieses schwierige Gebiet näher eindringen wollen, sehr empfohlen. Lucas.

Die Berechnung von Druckrohrleitungen. Von Ministerialrat Dr. techn. Artur Kruschka. (Sonderabdruck aus „Elektrotechnik und Maschinenbau", Zeitschrift des Elektrotechnischen Vereines in Wien, Heft 46/47, 1922.) Wien 1922, im Selbstverlage des Verfassers.

Nach einer Darlegung über die allgemeine Anordnung von Druckrohrleitungen werden alle die bei der Berechnung dieser in Betracht kommenden Einzelkräfte erörtert. Das sind das Rohrgewicht, das Wassergewicht und der Luftdruck, das Erdgewicht, die dynamischen Steigerungen des Wasserdrucks, die Reibungskräfte, die Querzusammenziehungskraft, die Temperaturkraft, die Federung von Dilatationsscheiben, der Zug durch elastische Durchbiegung, die Wasserablenkungskraft, der Erddruck und die Probeüberdrucke. Sodann werden die Druckproben, ihre Arten und ihre Bemessungen behandelt. In einem vierten Abschnitt werden die Gesamtkräfte in geraden Rohren ermittelt. Nachdem in einem fünften Abschnitt die Gesamtkräfte in Krümmern bestimmt worden sind, werden im sechsten Abschnitt die in den Festpunkten auftretenden Gesamtkräfte untersucht. Der siebente Abschnitt handelt von den Gesamtkräften in den Rohrpfeilern und ein achter Abschnitt: Entwerfen von Druckrohrleitungen bildet den Schluß der sehr verdienstvollen und tiefgründigen Arbeit, verdienstvoll um deswillen, weil sie erstmalig eine in der Literatur bisher nicht vorhandene systematische Zusammenfassung aller zusammenwirkenden Kräfte und eine brauchbare Anleitung zur Berechnung von Druckrohren bringt, verdienstvoll besonders auch deshalb, weil, um mit dem Verfasser zu reden, die bedeutenden Geldbeträge, die heute für die Rohrleitungen der großen staatlichen und privaten Wasserkraftwerke aufgewendet werden müssen, es dringend geboten erscheinen lassen, an den bei hohen Gefällen recht kostspieligen Festpunktkörpern tunlichst zu sparen und überhaupt über die Spannungen in den Rohren vollkommen klar zu werden, zumal stets mehrere Belastungsfälle auszuwählen und miteinander zu vergleichen sind. H. Engels.

## STELLENÜBERSICHT.

72. Eisenbeton-Ingenieur mit Erfahrung im Hochbau, welcher Projekte, stat. Berechnungen, Werkpläne und Kalkulationen nach generellen Angaben selbständig ausarbeiten und die ihm unterstellten Techniker anleiten kann, zur Leitung des technischen Büros gesucht. Industriebau A.-G. Abteilung Gleiwitz, Oberschlesien. (D. Bztg. 44.)
73. Dipl.-Ing. mit reichen Erfahrungen in Beton- und Eisenbetonbau, guter Statiker und Konstrukteur, für ein Spezialbaugeschäft in der Provinz als erster Ingenieur, evtl. mit Prokura gesucht. Angeb. unter P. K. 28 an Rudolf Mosse, Breslau. (D. Bztg. 14. 4.)
74. Eisenbeton-Ing., sicherer Statiker und Konstrukteur, ges. Dumpert und Henke, Cottbus. (D. Bztg. 18. 4.)
75. Regierungsbaumstr. des Wege- und Wasserbaufaches für die Erweiterungsarbeiten des Hunte-Ems-Kanals für sof. ges. Wohnsitz: Edewecht in Oldenburg. Bew. an das Wasserstraßenamt in Oldenburg, Oldenburg, Schleußenstraße 1. (D. Bztg. 18. 4.)
76. Dipl.-Ing. für Entwurfsbearbeitung und Bauleitung bei dem Um- und teilweisen Neubau einer hölzernen Zugbrücke über die Havel in Zehbrück für sofort ges. Bew. an den Kreisausschuß Templin. (Zentralblatt 18. 4.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang | 15. Mai 1923 | Heft 9

## DIE DRINGENDSTEN AUFGABEN DER WISSENSCHAFTLICHEN FORSCHUNG IM EISENBETONBAU.

*Von E. Probst, Karlsruhe i. B.*

Das 25jährige Bestehen des um die Forschung im Eisenbetonbau so verdienstvollen Deutschen Beton-Vereins ist ohne Zweifel ein Anlaß, an die Aufgaben zu denken, deren baldige Lösung oder Klärung im Interesse der ferneren Entwicklung des Eisenbetonbaues dringend erwünscht ist. Wir dürfen uns durch die bisherige rasche Verbreitung der Bauweise nicht einschläfern lassen.

Seit dem Jahre 1914 ist durch die ungünstigen allgemeinen Verhältnisse beinahe ein Stillstand in der Behandlung grundsätzlicher theoretischer Fragen eingetreten. Was vor 1914 Positives geleistet wurde, ist schon oft gewürdigt worden. Wir haben aber auch aus den zahlreichen negativen Ergebnissen gelernt, und deshalb soll heute jede Kritik zurückgestellt werden.

Welches sind die Zukunftsaufgaben, die der Lösung harren, die gerade in der heutigen wirtschaftlichen Not nicht aufgeschoben werden sollten?

Die 15 Punkte des Reichsverkehrsministeriums, die auf Grund von Untersuchungen der Riß- und Rostbildung bei ausgeführten Eisenbetonbauwerken an alle Reichsbahndirektionen in dem Erlasse vom 31. Oktober 1922 zur Beachtung empfohlen werden, zeigen m. E. indirekt recht deutlich die Irrwege, die man bisher bei Behandlung des Eisenbetonbaues gegangen ist.

Die bereits anderwärts veröffentlichten 15 Punkte lauten:

1. An Stellen, die vom Schlagregen getroffen werden oder dem Angriff von Rauchgasen ausgesetzt sind, müssen die äußersten Punkte der Eiseneinlagen, auch der Bügel und Verteilungseisen, mindestens 4 cm, an den anderen Stellen mindestens 2,5 cm vom Beton überdeckt sein.
2. Der Beton muß vollständig dicht sein und darf in den Zonen der Eiseneinlagen keine größeren Bestandteile als von 2 cm größter Ausdehnung enthalten.
3. Bauweisen mit sehr breiten Eiseneinlagen sind zu vermeiden.
4. Gewölbe sind mit aufgelösten Bauweisen, die sich auch auf die Stirnen erstrecken, zu überbauen.
5. Schiefe Gewölbe erfordern namentlich in den spitzen Ecken größte Sorgfalt in der Durchbildung und in der Ausführung der Bewehrung.
6. Dreigelenkbögen mit Zugband sind für die Eisenbetonbauweise nicht geeignet.
7. Durch zweckentsprechende Ausbildung der Bauwerke ist dafür zu sorgen, daß Stützensenkungen keine Rissebildung zur Folge haben.
8. Putz ist im allgemeinen zu vermeiden.
9. Auf tadellose Ausführung der Wasserschutzschicht der Farbhahn ist besonders zu achten.
10. Für entwurfsmäßige Lage der Eiseneinlagen und Erhaltung dieser Lage während der Betonierung ist unbedingt zu sorgen.
11. Es sind kräftige und gut abgestützte Schalungen zu verwenden.
12. Die Bauwerke dürfen nicht zu früh ausgerüstet werden.
13. Bei Probebelastungen ist die Höhe der Belastung dem Alter des Bauwerkes anzupassen. Auf keinen Fall darf die volle rechnungsmäßige Last bald nach dem Ausrüsten aufgebracht werden.
14. Eisenbetonbauwerke dürfen nur dann ausgeführt werden, wenn mit starken Frösten nicht zu rechnen ist.
15. Es ist durch Nachbehandlung mit Wasser dafür zu sorgen, daß Eisenbetonbauwerke nicht zu schnell austrocknen.

Von den 15 Punkten, von denen das R.V.M. mit Recht fordert, daß sie in Zukunft strenge beachtet werden müssen, sei insbesondere auf P. 6, 8, 13 und 15 hingewiesen.

Der Dreigelenkbogen mit Zugband ist eine Bauart, die für den Eisenbetonbau ebenso wenig geeignet ist wie etwa der Bogen mit angehängter Fahrbahn. Ist das Zugband frei, so besteht Rostgefahr, ist es einbetoniert, so wird es infolge Schwind- und Temperatureinwirkungen und infolge des Eigengewichtes zu Rissebildungen Anlaß geben. Dieselbe Wirkung wird sich beim Anschluß der Fahrbahn an die Hängesäulen kaum vermeiden lassen. Gerade diese Rissebildungen sollen aber bei Brücken über Eisenbahnen wegen des Einflusses der Rauchgase vermieden werden. Erfreulicherweise ist man aber in den letzten Jahren von den beiden dem Eisenbau angepaßten Konstruktionsarten abgegangen.

Die Erfahrungen haben hier gezeigt, daß man im Eisenbetonbau Konstruktionssysteme anwenden soll, die dessen Eigenheiten berücksichtigen, und nicht Nachahmungen aus dem Eisen- oder Holzbau.

An einer anderen Stelle weist der Erlaß auf Risse hin, die sich bei T-Balken an dem Übergange von der Platte zum Balken sowohl schräg nach oben als auch in der Längsrichtung der Balken bilden. Die Erklärung für diese Art von Rißbildung liegt sehr oft einerseits in der im Verhältnis zur Balkenhöhe manchmal zu kleinen Plattenstärke, anderseits in dem ungenügenden Anschluß zwischen Platte und Balken, der durch entsprechende Vouten oder Eiseneinlagen gesichert werden kann.

Auf diesen Mangel ist ebenso häufig hingewiesen worden wie auf die schädliche Wirkung flacher oder breiter Eiseneinlagen.

Sehr wertvoll ist ferner die in Punkt 8 empfohlene Vermeidung des Putzes. Man kann in der Praxis nicht allzu selten die Beobachtung machen, daß dem Putz Wunderdinge zugeschrieben werden. Man vergißt dabei, daß jeder statische Riß, der in einem Bauteil auftritt, sich dem bestausgeführten Putz mitteilt. Der Putz trägt im besten Fall zur Erhöhung der Sicherheit bei. Verzichtet man auf den Putz, so wird man notgedrungen der Herstellung des Betons eine größere Aufmerksamkeit zuwenden müssen, die bei Qualitätsbauten unentbehrlich ist.

Die Rücksicht auf das Alter des Bauwerkes, die in Punkt 13 bei der Festsetzung der Belastung für Belastungsproben empfohlen wird, ist ebenso notwendig wir die in Punkt 15 geforderte Nachbehandlung der Bauwerke nach der Herstellung.

Beide Forderungen führen zu einem Ausgleich der Schwind- und Temperaturspannungen mit den durch die Belastung hervorgerufenen Spannungen und damit zur Vermeidung oder Einschränkung von schädlichen Rißbildungen. Beide Forderungen sollten aber auch bei der Berechnung der Eisenbetonwerke entsprechend berücksichtigt werden. Man hat bisher einen rechnerischen Nachweis von gewissen Mindestzugspannungen im Beton gefordert, ohne den Einfluß einer

entsprechenden Nachbehandlung und das Alter des Bauwerks zur Zeit der Betriebnahme entsprechend zu berücksichtigen.

Der Verfasser hat wiederholt in der Literatur auf alle die Fehler hingewiesen, die bei der Behandlung von Eisenbetontragwerken gemacht wurden, und die sich nunmehr bei den Untersuchungen an den Eisenbetontragwerken in den Bezirken der früheren preußischen Eisenbahndirektionen bemerkbar gemacht haben.

Indem ich im einzelnen auf meine Darlegungen in meinem vor wenigen Monaten erschienenen 2. Bande meiner „Vorlesungen über Eisenbeton" hinweise, möchte ich dasjenige wiederholen, was ich dort am Schlusse des Abschnittes „Eisenbeton im Brückenbau" sage:

„Fragen wir uns, ob die beobachteten Risse- und Rostbildungen zu vermeiden gewesen wären, so lautet die Antwort, daß die beobachteten Risse zum größten Teil zu vermeiden waren. Ein Teil der Risse hätte durch entsprechende Bewehrung auf ein Mindestmaß zurückgeführt werden und den Zutritt rostbildender Substanzen verhindern können.

Wo aber ein Kraftriß aufgetreten ist, wird ein Verkleistern durch Ausspritzen mit Zementmilch oder durch irgendein anderes Verfahren nichts helfen. Diese Risse werden sich bei wiederholten Belastungen immer wieder öffnen. Deshalb muß beim Entwurf und bei der Ausführung schon darauf gesehen werden, daß alle diejenigen Fehler vermieden werden, die bei den besprochenen Beispielen zu Riß- und Rostbildungen geführt haben.

Der rechnerische Nachweis einer bei der ungünstigsten Belastung auftretenden sehr kleinen Zugspannung im Beton allein schützt ebensowenig vor Riß- und Rostgefahr wie eine verstärkte Überwachung des Baues durch nicht genügend Sachkundige.

Eine gründliche Beherrschung der Eigenheiten des Materials und der Ergebnisse der wissenschaftlichen Forschung durch alle Beteiligten bleibt die beste Voraussetzung für die Vermeidung aller besprochenen Fehlerquellen."

Der Erlaß des R.V.M. zeigt m. E. die ersten Ansätze einer Abkehr von den bisher geübten Methoden, die den Hauptwert auf rechnerische Nachweise von zweifelhaftem Wert legten. Die Behandlung und die Verarbeitung der Zuschlagstoffe, die Gestaltung einzelner Konstruktionselemente und die Nachbehandlung der Bauwerke sind vorher etwas weniger in den Vordergrund getreten, als dies mit Rücksicht auf die Rißsicherheit der Bauwerke erforderlich gewesen wäre.

Hier setzen die Probleme an, die uns in nächster Zeit beschäftigen müssen.

Wir wissen, daß zementreichere Mischungen mehr schwinden und bessere Wärmeleiter sind als zementärmere Mischungen. Wir wissen auch, daß gewisse hydraulische Zuschläge eine gleichmäßigere Erhärtung gewährleisten. Wir wissen ferner, daß die Kornzusammensetzung des Zuschlagsmaterials einen erheblichen Einfluß auf Elastizität und Festigkeit des Betons haben.

Es kann anderseits als feststehend angenommen werden, daß dichte und zementreiche Mischungen Elastizität und Festigkeit erhöhen, daß hydraulische Zuschläge die Anfangsfestigkeit ebenso verringern wie eine nasse Verarbeitung des Betons, daß aber in den beiden letztgenannten Fällen die Festigkeitszunahme größer ist.

Wollen wir daher Schwind- und Temperatureinflüsse verringern, und fordern wir gleichzeitig höhere Elastizität und Festigkeit, wie dies bei Brückenbauwerken notwendig ist, so werden wir die vorstehend erwähnten Einflüsse gegeneinander abzugrenzen haben.

Die Grundlagen dafür zu schaffen, ist eine der dringendsten Aufgaben der wissenschaftlichen Forschung im Laboratorium, die mehr als bisher die guten und schlechten Erfahrungen der Praxis berücksichtigen sollte. Hand in Hand mit den Laboratoriumsarbeiten müssen wir Untersuchungen anfertigen und mit in Bau begriffenen Bauwerken gehen, die oft noch mit Belastungsproben verwechselt werden und bei uns leider sehr vernachlässigt wurden.

Eine sehr wichtige Aufgabe ist die Untersuchung des Einflusses wiederholter und stoßender Belastungen auf Formveränderungen und Spannungen von Beton und Eisenbeton. Ohne die Lösung dieser Aufgabe bleibt jede weitere Entwicklung des Eisenbetonbaues bei Eisenbahntragwerken gehemmt, umsomehr als die bisherige unwirtschaftliche Verringerung der zulässigen Spannungen allein zu keiner Lösung führt. Nur systematische Untersuchungen können uns Mittel und Wege weisen, wie wir hier weiterkommen.

Im Zusammenhang mit den Untersuchungen über die Zusammensetzung und die Struktur von Beton sollten die Fragen der Wasserdichtigkeit von Beton und Eisenbeton behandelt werden, wie dies vom Verfasser in den letzten Jahren versucht wird.

Im vorstehenden handelt es sich fast nur um die noch ungeklärten Fragen, die sich auf die Herstellung und Behandlung des Materials beziehen. Die Verarbeitung des Betonmaterials, die technisch und wirtschaftlich bei allen größeren Bauwerken ausschlaggebend geworden ist, erfolgt jetzt in anderer Weise als vor dem Kriege. Jetzt handelt es sich nicht mehr um die Frage, ob man gestampften oder weichen Beton verwenden soll, sondern wie weit das Gußverfahren die bisherige Verarbeitung des weichen Betons zu ersetzen in der Lage ist. Als der Verfasser gleichzeitig mit Prof. Franzius, Hannover, im Jahre 1912 für die Anwendung des in Nordamerika mit großem Erfolge eingeführten Gußbetons eintrat, war man in deutschen Fachkreisen sehr zurückhaltend. Während des Krieges haben Arbeitermangel und andere Umstände zu einzelnen Anwendungen geführt, die allerdings noch viel zu wünschen übrig ließen. Die letzten Jahre waren der Einführung des Gußbetons günstiger, weil unsere Arbeiter- und Arbeitsverhältnisse sich den amerikanischen näherten. Bei der Vergebung eines sehr großen Betonbaues in Süddeutschland im Frühjahr 1922 konnte man bereits sehen, daß allen Ausführungsangeboten die Gußbetonbauweise als die einzig wirtschaftliche zugrunde gelegt wurden. Darunter waren Bauunternehmungen, die noch vor kurzer Zeit dieser Baumethode ziemlich ablehnend gegenüberstanden.

Es fehlen uns allerdings bisher die guten und schlechten Erfahrungen, die in Nordamerika zu der Erkenntnis geführt haben, daß sehr sorgfältige und wohlvorbereitete Voruntersuchungen bei allen Bauausführungen dieser Art notwendig sind.

Es sei daher dringend auf die Notwendigkeit hingewiesen, bei der Anwendung des Gußverfahrens die Untersuchungen auszuführen, die uns bisher vollständig fehlen. Diese beziehen sich auf die besonders sorgfältige Auswahl der Mischbestandteile, die Verarbeitung des Mischguts und die zweckmäßigste Zuführung des Betons vom Herstellungs- bis zum Verarbeitungsort.

Von konstruktiven Fragen ist in den letzten Jahren die trägerlose oder, wie sie bei uns allgemein genannt wird, die Pilzdeckenkonstruktion besonders beachtet worden. Hier handelt es sich nicht nur um die Wirtschaftlichkeit, sondern um verschiedene andere Vorzüge, die die deutsche Fachwelt zur Aufgabe der vorher beobachteten Zurückhaltung veranlaßte.

Zwar sind eine Reihe mehr oder minder wertvoller theoretischer Betrachtungen und verschiedene Berechnungsmethoden über dieses Konstruktionssystem veröffentlicht worden, aber die notwendigen Untersuchungen, die vor drei Jahren beschlossen wurden, sind noch immer nicht durchgeführt worden. Es ist bedauerlich, daß die Versuche mit trägerlosen Decken nicht gleich, nachdem der Betonverein

deren Durchführung beschlossen hatte, in Angriff genommen wurden, weil unsere Zeit für derartige größere und schwierige Untersuchungen immer ungünstiger wird. Hier tut Eile dringend not, wenn wir nicht ins Hintertreffen geraten sollen.

Ich habe versucht, eine Übersicht der dringendsten Aufgaben zu geben, deren Förderung allen Fachleuten, Theoretikern und Praktikern, am Herzen liegen sollte. Nur durch Vereinigung aller Kräfte, durch ein verständnisvolles Zusammenarbeiten aller in Betracht kommenden Institute, mit demselben Ziele im Auge, wird es möglich werden, die notwendigsten Aufgaben zu klären. Die Arbeiten sollten ohne längeren Aufschub in Angriff genommen werden, soweit es noch nicht geschehen ist. Sie dürfen gerade in der heutigen Zeit nicht ruhen, denn „Stillstand ist Rückschritt".

# DER GERADE STAB MIT RECHTECKQUERSCHNITT ALS EBENES PROBLEM.

*Von Dr.-Ing. Friedrich Bleich, Wien.*

## 1. Einleitung.

Die technische Biegungstheorie versagt in jenen Fällen, wo die Körperform stark von der Form eines schlanken Prismas abweicht oder wo die für die Bemessung maßgebenden Spannungen in der unmittelbaren Umgebung des Lastangriffes auftreten. Die Größe und die Verteilung der Normal- und Schubspannungen über dem Querschnitt ist dann eine ganz andere als nach der Navierschen Biegungstheorie, während die Pressungen in Richtung senkrecht zur Stabachse, die in der Nähe der Lastangriffspunkte bedeutende Werte erreichen, bei der üblichen Berechnungsweise überhaupt unberücksichtigt bleiben.

Eine Reihe von Biegungsproblemen des Eisenbaues zwingt nun dazu, den Spannungsverlauf mit Umgehung der Navierschen Biegungslehre aus den Grundgleichungen der mathematischen Elastizitätstheorie zu entwickeln, um ein einigermaßen verläßliches Bild über den Spannungszustand zu erhalten. Als Beispiele seien die folgenden beiden Aufgaben erwähnt:

1. Die Berechnung der größten Materialanstrengungen in kurzen und starken Bolzen, wie sie im Eisenbau vielfach

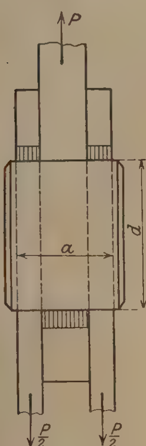



Abb. 1.

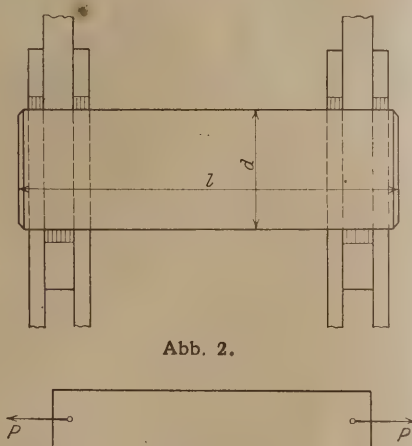



Abb. 2.

P P

Abb. 3.

verwendet werden. Ein einfacher Fall ist in Abb. 1 dargestellt. Der Durchmesser d ist oft ein Vielfaches der Belastungsbreite a. Wir werden sehen, daß Längs- und Schubspannungen u. U. ein Mehrfaches jener Werte erreichen, die die übliche Berechnungsweise liefert. An dem Spannungsbilde ändert sich nicht viel, wenn der Bolzen verhältnismäßig lang ist, die einzelnen im Gleichgewicht befindlichen Lastgruppen aber aus dicht zusammengedrängten Kräften bestehen. (Abb. 2.) Auf die Spannungsverteilung in der Gegend des Lastangriffes ist die Bolzenlänge l nahezu ohne Einfluß.

2. Die Ermittlung der Spannungsverteilung an den Enden eines langen Stabes im Bereiche der in einem engen Bezirk übertragenen Zug- oder Druckkräfte (Abb. 3), insbesondere die Beantwortung der Frage: in welcher Entfernung vom Lastangriffe kann mit gleichförmiger Verteilung der Last P über dem Querschnitt gerechnet werden: Welche Bedeutung dieses Problem für die bauliche Gestaltung der Stabanschlüsse im Eisenbau hat, braucht nicht besonders hervorgehoben zu werden.

Diese Beispiele ließen sich beliebig vermehren. Man denke nur an die Lagerkörper eiserner Brücken, an Fundamentkörper, an Knotenbleche, Rahmeneckbleche usf., die alle mehr oder weniger von der Stabform abweichen.

Wenn auch die Berechnung der Spannungen in einem irgendwie gestalteten Körper unter dem Einfluß von Oberflächenkräften in dieser Allgemeinheit ein noch ungelöstes Problem der Elastizitätstheorie bildet, so lassen sich doch einzelne Fälle herausheben, bei denen es mit einem verhältnismäßig geringen Aufwand an Mathematik möglich ist, ein klares Bild über die Verformungsvorgänge und über die Spannungsverteilung zu erhalten. Zu diesen Fällen gehören in erster Linie jene Aufgaben, die in der Elastizitätstheorie als ebene Probleme bezeichnet werden, wo also von den drei Hauptspannungen nur zwei von Null verschieden sind, während die dritte Null ist oder wenigstens praktisch vernachlässigt werden kann. Von diesen ebenen Problemen sei hier eines herausgegriffen, das mannigfache Anwendungen gestattet, das Problem der Rechteckscheibe, die an zwei gegenüberliegenden Rändern durch Kräfte, die senkrecht zu den Rändern wirken, sonst aber beliebig verteilt sind, belastet ist, wobei diese Belastungen nur so beschaffen sein mögen, daß die Bedingungen des Gleichgewichtes am starren Körper erfüllt sind[1] (Abb. 4). Denkt man sich eine Reihe solcher dünner Scheiben, jede in der gleichen Weise belastet, hintereinander angeordnet, so gelangt man so, bei Vernachlässigung der kleinen Pressungen, die zwischen den Scheiben bei der Verformung infolge der Querdehnung auftreten werden, zu dem Balken vom Rechteckquerschnitt. Der Spannungszustand in derartigen Stäben kann daher genau genug als ein ebener angesehen werden.

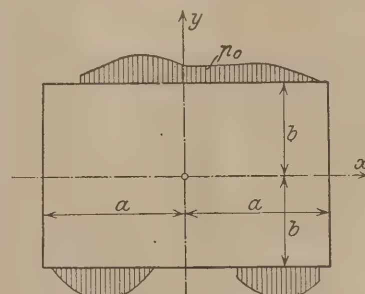



Abb 4.

Das hier erörterte Problem ist bereits von L. N. G. Filon 1903 allgemein behandelt worden[2]. Die Darstellung ist aber bei Filon eine sehr weitläufige und umständliche. Unter Benützung der Airyschen Spannungsfunktion läßt sich eine verhältnismäßig einfache Lösung dieser Aufgabe geben.

Bezeichnen $\sigma_x$, $\sigma_y$ und $\tau$ die von der dritten Koordinate z unabhängigen Spannungen in einem Punkte (x,y) der Platte und F die Airysche Spannungsfunktion, so sind die Spannungen durch die Beziehungen:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \quad \tau = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \, \partial y} \quad \ldots \ldots \text{(I}$$

[1] In der gleichen Weise, wie nachstehend dargelegt, lassen sich auch die Spannungen, die von Belastungen herrühren, die in die Ränder fallen, berechnen, doch wird hiervon, um nicht zu weitläufig zu werden, hier abgesehen.

[2] L. N. G. Filon, On an approximate solution of the bending of a beam of rectangular cross-section under any system of load. Phil. Transactions of the Royal Soc. London 1903, Serie A, Vol. 201, S. 63.

gegeben. F selbst ist durch die Differentialgleichung

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2\,\frac{\partial^4 F}{\partial x^2\,\partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0 \quad \ldots \ldots \ldots \quad (2$$

definiert.

Die Schwierigkeit der Aufgabe liegt nicht in der Aufstellung der allgemeinen Lösung dieser Gleichung, sondern in der Anpassung der Lösung an die Randbedingungen.

Um die Untersuchung tunlichst zu vereinfachen, wollen wir uns die Belastung eines jeden Randes in zwei Teile zerlegt denken, in eine zur y-Achse symmetrische, deren Mittelkraft also mit der y-Achse zusammenfällt, und in eine spiegelsymmetrische Belastung, die einem Drehmoment gleichwertig ist. Bestünde die Belastung eines Randes z. B. aus einer Einzellast P (Abb. 5) im Abstande l von der y-Achse, so fügen wir auf der anderen Seite der Achse im gleichen Abstande die beiden Lasten $\frac{P}{2}$ und $-\frac{P}{2}$ hinzu, ersetzen sonach die erstgegebene Last P durch die beiden symmetrischen Lasten $\frac{P}{2}$ und $\frac{P}{2}$ und durch die beiden spiegelsymmetrischen Lasten $\frac{P}{2}$ und $-\frac{P}{2}$.

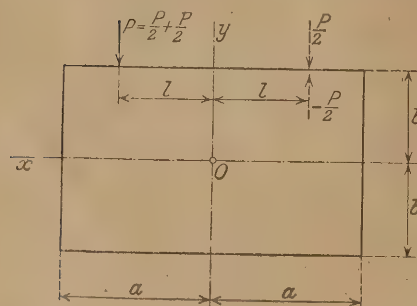



Abb. 5.

Wir führen nun die nachstehenden Entwicklungen getrennt für diese beiden grundlegenden Belastungsfälle durch und erhalten durch Übereinanderlagerung der Lösungen die Lösung für die allgemeinste Belastungsweise.

### 2. Die Spannungen $\sigma_x$, $\sigma_y$ und $\tau$ für symmetrische Belastung der beiden Ränder $y = \pm b$.

Wir behandeln zunächst den Fall symmetrischer Belastung der beiden Ränder: Zu diesem Zwecke entwickeln wir die Belastungsgesetze $p_o(x)$ des oberen und $p_u(x)$ des unteren Randes in Fourierschen Reihen. p ist hierbei auf die Stärke 1 der Scheibe bezogen. Da die Belastung symmetrisch ist, so verschwinden die sin-Glieder dieser Reihen, und man erhält, wenn 2a die Länge, 2b die Breite der Platte bedeutet,

für den oberen Rand:

$$p_o(x) = \frac{A_0}{2} + A_1 \cos\frac{\pi x}{a} + A_2 \cos 2\,\frac{\pi x}{a} + \cdots + A_\nu \cos\nu\frac{\pi x}{a} + \cdots$$

für den unteren Rand:

$$p_u(x) = \frac{B_0}{2} + B_1 \cos\frac{\pi x}{a} + B_2 \cos 2\,\frac{\pi x}{a} + \cdots + A_\nu \cos\nu\frac{\pi x}{a} + \cdots \quad (3$$

Wir ersetzen sonach die gegebene Belastung, die auch aus konzentrierten Einzellasten bestehen kann, durch eine unendliche Reihe stetiger sinusförmiger Belastungen. Die Koeffizienten A und B dieser Reihen sind durch die bestimmten Integrale

$$A_\nu = \frac{1}{a}\int_{-a}^{+a} p_o(\lambda) \cos\nu\frac{\pi\lambda}{a}\,d\lambda \text{ und } B_\nu = \int_{-a}^{+a} p_u(\lambda)\cos\nu\frac{\pi\lambda}{a}\,d\lambda \quad \ldots \quad (4$$

bestimmt. Wenn die Platte im Gleichgewichte sein soll, muß $A_0 = B_0$ sein. Wie man aus dem Folgenden erkennen wird, ermöglicht gerade die Entwicklung der Randbelastungen in trigonometrischen Reihen die Anpassung der Lösung an die Randbedingungen.

Wir setzen nun eine Partikularlösung der Differentialgleichung (2) in der Form:

$$F_\nu = Y \cos\nu\frac{\pi x}{a}$$

an, wobei ν eine ganze Zahl, Y eine Funktion von y bedeutet. Führt man diese Teillösung in Gl. (2) ein, so erhält man nach Division mit $\cos\nu\frac{\pi x}{a}$ die totale Differentialgleichung für die unbekannte Funktion Y:

$$\alpha^4 Y - 2\alpha^2\frac{d^2 Y}{d y^2} + \frac{d^4 Y}{d y^4} = 0,$$

wobei zur Vereinfachung der Schreibweise $\frac{\nu\pi}{a} = \alpha$ gesetzt wurde.

Die allgemeine Lösung dieser totalen Differentialgleichung lautet:

$$Y = C_1 \operatorname{Cof}\alpha y + C_2 \operatorname{Sin}\alpha y + C_3\, y \operatorname{Cof}\alpha y + C_4\, y \operatorname{Sin}\alpha y \quad . \quad (5$$

Da ν alle Zahlen von 1 bis ∞ durchlaufen kann, so ist $\sum_1^\infty F_\nu$ die allgemeinste Lösung der Differentialgleichung (2), die unter Zuhilfenahme der Gleichung (5) die Gestalt:

$$F = \sum_{\nu=1}^{\infty} (C_1 \operatorname{Cof}\alpha y + C_2 \operatorname{Sin}\alpha y + C_3\, y \operatorname{Cof}\alpha y + C_4\, y \operatorname{Sin}\alpha y)\cos\alpha x \quad (6$$

annimmt.

Aus (6) folgt durch Differentiieren:

$$\begin{aligned}
\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} &= \sum_{\nu=1}^{\infty} [C_1 \alpha^2 \operatorname{Cof}\alpha y + C_2 \alpha^2 \operatorname{Sin}\alpha y \\
&\quad + C_3 \alpha (2 \operatorname{Sin}\alpha y + \alpha y \operatorname{Cof}\alpha y) \\
&\quad + C_4 \alpha (2 \operatorname{Cof}\alpha y + \alpha y \operatorname{Sin}\alpha y)] \cos\alpha x, \\
\sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} &= -\sum_{\nu=1}^{\infty} [C_1 \operatorname{Cof}\alpha y + C_2 \operatorname{Sin}\alpha y \\
&\quad + C_3\, y \operatorname{Cof}\alpha y + C_4\, y \operatorname{Sin}\alpha y]\, \alpha^2 \cos\alpha x, \\
\tau = -\frac{\partial^2 F}{\partial x\,\partial y} &= \sum_{\nu=1}^{\infty} [C_1 \alpha \operatorname{Sin}\alpha y + C_2 \alpha \operatorname{Cof}\alpha y \\
&\quad + C_3 (\alpha y \operatorname{Sin}\alpha y + \operatorname{Cof}\alpha y) \\
&\quad + C_4 (\alpha y \operatorname{Cof}\alpha y + \operatorname{Sin}\alpha y)]\, \alpha \sin\alpha x.
\end{aligned} \quad \ldots (7$$

Die 4 Festwerte C bestimmt man nun aus den Bedingungen an dem oberen und unteren Rande der Platte. Es muß sein:

für $y = +b$ . . . . $\sigma_y = p_o(x)$ und $\tau = 0$,
für $y = -b$ . . . . $\sigma_y = p_u(x)$ und $\tau = 0$;

sonach erhält man aus der dritten Gl. (7) wenn man einmal $y = +b$ und einmal $y = -b$ einführt, zunächst:

$$\sum_{\nu=1}^{\infty} [C_1 \alpha \operatorname{Sin}\alpha b + C_2 \alpha \operatorname{Cof}\alpha b + C_3 (\alpha b \operatorname{Sin}\alpha b + \operatorname{Cof}\alpha b) + C_4 (\alpha b \operatorname{Cof}\alpha b + \operatorname{Sin}\alpha b)]\, \alpha \sin\alpha x = 0$$

$$\sum_{\nu=1}^{\infty} [-C_1 \alpha \operatorname{Sin}\alpha b + C_2 \alpha \operatorname{Cof}\alpha b + C_3 (\alpha b \operatorname{Sin}\alpha b + \operatorname{Cof}\alpha b) - C_4 (\alpha b \operatorname{Cof}\alpha b + \operatorname{Sin}\alpha b)]\, \alpha \sin\alpha x = 0$$

Wenn diese Summen unabhängig von x verschwinden sollen, so müssen die einzelnen Summenglieder für sich Null sein und wir erhalten demnach:

$$C_1 \alpha \operatorname{Sin}\alpha b + C_2 \alpha \operatorname{Cof}\alpha b + C_3 (\alpha b \operatorname{Sin}\alpha b + \operatorname{Cof}\alpha b) + C_4 (\alpha b \operatorname{Cof}\alpha b + \operatorname{Sin}\alpha b) = 0,$$

$$-C_1 \alpha \operatorname{Sin}\alpha b + C_2 \alpha \operatorname{Cof}\alpha b + C_3 (\alpha b \operatorname{Sin}\alpha b + \operatorname{Cof}\alpha b) - C_4 (\alpha b \operatorname{Cof}\alpha b + \operatorname{Sin}\alpha b) = 0,$$

woraus

$$C_3 = -C_2 \frac{\alpha \operatorname{Cof}\alpha b}{\alpha b \operatorname{Sin}\alpha b + \operatorname{Cof}\alpha b}$$

$$C_4 = -C_1 \frac{\alpha \operatorname{Sin}\alpha b}{\alpha b \operatorname{Cof}\alpha b + \operatorname{Sin}\alpha b}$$

folgen.

Aus der zweiten (Gl. 7) entstehen mit $y = +b$ bzw. $y = -b$ die beiden Gleichungen:

$$-\sum_{\nu=1}^{\infty}[C_1 \mathfrak{Cof}\,\alpha b + C_2 \mathfrak{Sin}\,\alpha b + C_3 b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b + C_4 b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b]\,\alpha^2 \cos\alpha x$$

$$= \frac{A_0}{2} + \sum_{\nu=1}^{\infty} A_\nu \cos\alpha x$$

$$-\sum_{\nu=1}^{\infty}[C_1 \mathfrak{Cof}\,\alpha b - C_2 \mathfrak{Sin}\,\alpha b - C_3 b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b + C_4 b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b]\,\alpha^2 \cos\alpha x$$

$$= \frac{B_0}{2} + \sum_{\nu=1}^{\infty} B_\nu \cos\alpha x,$$

wenn wir $p_o(x)$ und $p_u(x)$ durch die Reihen (3) ersetzen.

Diese Bedingungsgleichungen werden erfüllt sein, wenn auf der linken Seite noch ein Glied $\frac{A_0}{2}$ bzw. $\frac{B_0}{2}$, also eine Konstante, hinzugefügt wird und wenn jedes Glied der linken Summe gleich ist dem entsprechenden Gliede der rechten Summe. Zur Ermittlung der Festwerte verfügen wir sonach über die zwei weiteren Gleichungen:

$$-\alpha^2 (C_1 \mathfrak{Cof}\,\alpha b + C_2 \mathfrak{Sin}\,\alpha b + C_3 b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b + C_4 b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b) = A_\nu$$
$$-\alpha^2 (C_1 \mathfrak{Cof}\,\alpha b - C_2 \mathfrak{Sin}\,\alpha b - C_3 b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b + C_4 b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b) = B_\nu$$

Die Addition und Subtraktion liefert:

$$-2\alpha^2 C_1 \left[\mathfrak{Cof}\,\alpha b - \frac{\alpha b\,\mathfrak{Sin}^2\,\alpha b}{\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b + \mathfrak{Sin}\,\alpha b}\right] = A_\nu + B_\nu$$

$$-2\alpha^2 C_2 \left[\mathfrak{Sin}\,\alpha b - \frac{\alpha b\,\mathfrak{Cof}^2\,\alpha b}{\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b + \mathfrak{Cof}\,\alpha b}\right] = A_\nu - B_\nu,$$

daher

$$C_1 = -\frac{A_\nu + B_\nu}{\alpha^2}\,\frac{\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b + \mathfrak{Sin}\,\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b},$$

$$C_2 = -\frac{A_\nu - B_\nu}{\alpha^2}\,\frac{\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b + \mathfrak{Cof}\,\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b};$$

und damit

$$C_3 = \frac{A_\nu - B_\nu}{\alpha^2}\,\frac{\alpha\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b},$$

$$C_4 = \frac{A_\nu + B_\nu}{\alpha^2}\,\frac{\alpha\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b}.$$

Die Einführung der Festwerte in die Gleichungen (7) führt nach einfachen Umformungen zu den endgültigen Spannungswerten[3]):

$$\left.\begin{aligned}
\sigma'_x &= \sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu + B_\nu)\frac{(\mathfrak{Sin}\,\alpha b - \alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b)\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y + \alpha y\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b}\cos\alpha x \\
&+ \sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{(\mathfrak{Cof}\,\alpha b - \alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b)\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y + \alpha y\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}\cos\alpha x \\
\sigma'_y &= \sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu + B_\nu)\frac{(\mathfrak{Sin}\,\alpha b + \alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b)\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y - \alpha y\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b}\cos\alpha x \\
&+ \sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{(\mathfrak{Cof}\,\alpha b + \alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b)\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y - \alpha y\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}\cos\alpha x \\
\tau' &= \sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu + B_\nu)\frac{\alpha y\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y - \alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b}\sin\alpha x \\
&+ \sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{\alpha y\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y - \alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}\sin\alpha x
\end{aligned}\right\} \quad (8$$

[3]) Wir bezeichnen die Spannungen hier mit $\sigma'_x$, $\sigma'_y$, und $\tau'$ da sie, wie weiter unten ersichtlich werden wird, noch einer Korrektur bedürfen.

### 3. Die Spannungen $\sigma_x$, $\sigma_y$ und $\tau$ für spiegelsymmetrische Belastung der beiden Ränder $y = \pm b$.

Die Randbelastungen können jetzt durch Reihen von der Form:

$$p_o(x) = A'_1 \sin\frac{\pi x}{a} + A'_2 \sin 2\frac{\pi x}{a} + \ldots + A'_\nu \sin\nu\frac{\pi x}{a} + \ldots$$

$$p_u(x) = B'_1 \sin\frac{\pi x}{a} + B'_2 \sin 2\frac{\pi x}{a} + \ldots + B'_\nu \sin\nu\frac{\pi x}{a} + \ldots$$

dargestellt werden.

Die Koeffizienten $A'_\nu$ und $B'_\nu$ berechnet man aus den Beziehungen:

$$A'_\nu = \frac{1}{a}\int_{-a}^{+a} p_o(\lambda)\sin\nu\frac{\pi\lambda}{a}\,d\lambda \text{ und } B'_\nu = \frac{1}{a}\int_{-a}^{+a} p_u(\lambda)\sin\nu\frac{\pi\lambda}{a}\,d\lambda \quad . . (9$$

Mit der Teillösung $\quad F_\nu = Y \sin\nu\frac{\pi x}{a}$

erhält man nach Einsetzen in die Differentialgleichung (2) dieselbe Bestimmungsgleichung für die Funktion Y wie vor, so daß auch hier Gl. (5) zu Recht besteht. F nimmt also die Form:

$$F = \sum_{\nu=1}^{\infty}(C_1 \mathfrak{Cof}\,\alpha y + C_2 \mathfrak{Sin}\,\alpha y + C_3 y\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y + C_4 y\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y)\sin\alpha x \quad (10$$

an. Diese Gleichung unterscheidet sich nur durch den Faktor $\sin\alpha x$ von der Gl. (6). Der weitere Rechnungsgang, den wir hier nicht wiederholen wollen, ist der gleiche wie vor. Die Werte der Konstanten $C_1$, $C_2$, $C_3$ und $C_4$ sind die gleichen wie unter 2, so daß sich für die Spannungen $\sigma_x'$, $\sigma_y'$, $\tau'$ die Ausdrücke ergeben:

$$\left.\begin{aligned}
\sigma'_x &= \sum_{\nu=1}^{\infty}(A'_\nu + B'_\nu)\frac{(\mathfrak{Sin}\,\alpha b - \alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b)\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y + \alpha y\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b}\sin\alpha x \\
&+ \sum_{\nu=1}^{\infty}(A'_\nu - B'_\nu)\frac{(\mathfrak{Cof}\,\alpha b - \alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b)\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y + \alpha y\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}\sin\alpha x, \\
\sigma'_y &= \sum_{\nu=1}^{\infty}(A'_\nu + B'_\nu)\frac{(\mathfrak{Sin}\,\alpha b + \alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b)\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y - \alpha y\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b}\sin\alpha x \\
&+ \sum_{\nu=1}^{\infty}(A'_\nu - B'_\nu)\frac{(\mathfrak{Cof}\,\alpha b + \alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b)\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y - \alpha y\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}\sin\alpha y, \\
\tau' &= -\sum_{\nu=1}^{\infty}(A'_\nu + B'_\nu)\frac{\alpha y\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y - \alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b}\cos\alpha x \\
&- \sum_{\nu=1}^{\infty}(A'_\nu - B'_\nu)\frac{\alpha y\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y - \alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}\cos\alpha x.
\end{aligned}\right\} \quad (11$$

### 4. Die Randbedingungen an den Rändern $x = \pm a$.

Wir haben bisher nur die Randbedingungen an den bei den Kanten $y = \pm b$ berücksichtigt. Auf dem hier eingeschlagenen Wege auch vorgeschriebenen Randbedingungen an den Kanten $x = \pm a$ zu genügen, ist leider unmöglich. Es bleibt daher nichts anderes übrig, als zu untersuchen, wie weit durch die gefundenen Lösungen die Bedingungen der Spannungsfreiheit an den beiden Rändern $x = \pm a$ erfüllt sind und, wenn notwendig, durch Zusatzglieder die Lösungen den Bedingungen an diesen Rändern besser anzupassen, um so zu einer vollständigen Lösung der ursprünglich gestellten Aufgabe zu gelangen.

Wir betrachten zunächst den Spannungszustand bei symmetrischer Belastung.

Setzt man in der dritten der Gleichungen (8) $x = \pm a$, ein, so wird der Faktor

$$\sin\alpha x = \pm\sin\nu\pi\frac{a}{a} = \pm\sin\nu\ldots$$

in allen Summengliedern Null, weshalb auch

$$\tau'_{\pm a} = 0.$$

Damit ist die eine der beiden Randbedingungen, soweit symmetrische Belastung in Frage kommt, erfüllt.

$\sigma'_x$ (Gl. 8) verschwindet aber für $x = \pm a$ nicht, doch läßt sich zunächst zeigen, daß:

1. die Gesamtheit der Spannungen $\sigma_x$ in jedem Querschnitt und daher auch an den Rändern $x = \pm a$ die Resultierende $S = 0$ hat und daher

2. in jedem Querschnitt und somit auch an den Rändern $x = \pm a$ einem Moment M äquivalent ist.

Der Nachweis dieser beiden Sätze ist sehr leicht, wenn man die Integrale

$$\int_{-b}^{+b} \sigma'_x \, d y \quad \text{und} \quad \int_{-b}^{+b} y \, \sigma'_x \, d y,$$

wobei $\sigma'_x$ nach Gl. (8) als Funktion von y einzuführen ist, berechnet. Man findet dann:

$$S = \int_{-b}^{+b} \sigma'_x \, d y = 0 \text{ und } M = \int_{-b}^{+b} y \, \sigma'_x \, d y = \sum_{\nu=1}^{\infty} \frac{1}{\alpha^2} (A_\nu - B_\nu) \cos \alpha x. \quad (12$$

Für den Fall der unsymmetrischen Belastung ergibt sich für $x = \pm a$:

$$\sigma'_x = 0,$$

während umgekehrt $\tau$ nicht verschwindet, aber so beschaffen ist, daß die Gesamtheit der Schubspannungen in jeder der beiden Endflächen $x = \pm a$ die Mittelkraft Null aufweist, was leicht nachgewiesen werden kann. Berechnet man nämlich unter Zuhilfenahme der dritten Gleichung (11) die Mittelkraft:

Abb. 6.

$$T = \int_{-b}^{+b} \tau \, d y,$$

so erhält man:

$$T = -\sum_{\nu=1}^{\infty} (A'_\nu - B'_\nu) \frac{\cos \alpha x}{\alpha}$$

Betrachtet man als Belastung eines jeden der beiden Ränder zwei Einzellasten (Abb. 6), aus welcher Belastungsweise sich jede andere spiegelsymmetrische Belastung der beiden Ränder durch Superposition zusammensetzen läßt, so erhält man:

$$A'_\nu = \frac{P_o}{a} \sin \nu \pi \frac{l_o}{a} \quad \text{und} \quad B'_\nu = \frac{P_u}{a} \sin \nu \pi \frac{l_u}{a} \text{ [4]}$$

und mit $x = a$ und $\alpha = \nu \frac{\pi}{a}$:

$$T = -\frac{P_o}{\pi} \sum_{\nu=1}^{\infty} \sin \nu \pi \frac{l_o}{a} \frac{\cos \nu \pi}{\nu} + \frac{P_u}{\pi} \sum_{\nu=1}^{\infty} \sin \nu \pi \frac{l_u}{a} \frac{\cos \nu \pi}{\nu}.$$

Da nun allgemein:

$$\frac{\sin \xi}{1} - \frac{\sin 2\xi}{2} + \frac{\sin 3\xi}{3} - \ldots = \frac{\xi}{2}$$

so folgt:

$$T = -\frac{P_o}{\pi} \cdot \frac{\pi l_o}{2a} + \frac{P_u}{\pi} \cdot \frac{\pi l_u}{2a} = 0$$

da $2 P_o l_o = 2 P_u l_u$ wegen des vorausgesetzten Gleichgewichtes der äußeren Kräfte ist.

4) Die Ableitung dieser Formeln erfolgt weiter unten.

Dieses Ergebnis war zu erwarten, weil schon wegen der Gleichheit der Momente 2 P l keine weiteren äußeren Kräfte, die die Richtung der Lasten P haben, an den Endflächen angreifen dürfen.

Im allgemeinen Belastungsfalle ergeben sonach die Lösungen an den Endflächen $x = \pm a$ Längskräfte $\sigma'_{x=a}$, die einem Moment $M_a$ gleichwertig sind und Schubkräfte $\tau'_a$, die sich untereinander aufheben. Mit wachsendem Verhältnis a/b werden diese Spannungen immer kleiner und schließlich Null, wenn $a = \infty$ wird[5]). In diesem Falle stellen die Gleichungen (8) u. (11) die vollständige und strenge Lösung des Problems vor. Um nun auch die Bedingungen der Spannungsfreiheit an den beiden fraglichen Rändern bei endlichem a zu verwirklichen, ist ein System von Zusatzkräften an den beiden Rändern $x = \pm a$ anzubringen, die gleiche Verteilung und Größe aufweisen, wie die eben berechneten Spannungen $\sigma'_{x=a}$ und $\tau'_a$, aber diesen entgegengesetzt gerichtet sind. Diese Zusatzkräfte werden naturgemäß das durch die Gleichungen (8) und (11) definierte Spannungsbild beeinflussen, doch erfüllen sie zunächst die wichtige Bedingung, daß sie an dem Spannungszustand an den Rändern $y = \pm b$, soweit die Normalspannungen in Frage kommen, nichts ändern, die der Rechnung zugrunde gelegten Randbedingungen sonach aufrecht bleiben, wenn man von den durch die Zusatzbelastung (Moment $M_a$) erzeugten Schubspannungen an den Rändern $y = \pm b$ absieht. Diese Schubspannungen sind klein, haben keine Mittelkraft, heben sich also gegenseitig auf und beeinflussen sonach das Spannungsbild nur in der nächsten Umgebung der beiden Ränder $y = \pm b$. Die von den Schubkräften $\tau'$ erzeugten Spannungen spielen nur an den Rändern $x = \pm a$ eine Rolle, wir können sie unberücksichtigt lassen.

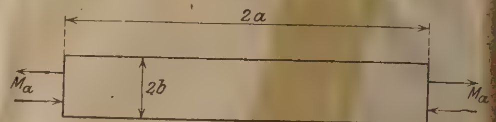


Abb. 7.

Lagert man daher die von dem Zusatzmoment $M_a$ hervorgerufenen Spannungen $\sigma''_x$ über die Spannungen $\sigma'_x$, $\sigma'_y$ und $\tau'$, so erhält man ein den tatsächlichen Verhältnissen sehr nahe kommendes Spannungsbild.

Die von den an den Rändern $x = \pm a$ wirkenden Zusatzmomente $M_a$ erzeugten Spannungen lassen sich mittels der Formeln (8) und (11) berechnen, wobei in diesen Formeln bloß die Variabeln x und y und die Abmessungen a und b zu vertauschen sind.

Dieser immerhin noch umständliche Rechnungsgang käme aber nur dann in Frage, wenn das Seitenverhältnis a/b beiläufig bei 1 liegt. In allen anderen Fällen läßt sich die Rechnung bedeutend vereinfachen. Wir müssen hierbei zwei grundverschiedene Fälle unterscheiden:

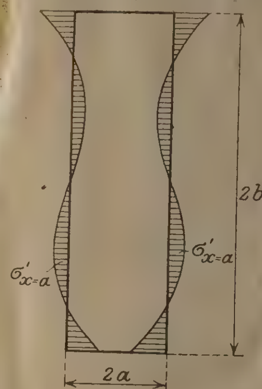


Abb 8.

$\alpha$) a ist groß gegenüber b. Die Art der Verteilung der Spannungen $\sigma'_{x=a}$ über die Endquerschnitte macht sich nur in unmittelbarer Nähe dieser Querschnitte bemerkbar, in einiger Entfernung hiervon ist für die Spannungen nur die Größe des Momentes $M_a$ maßgebend (St. Venantsches Prinzip). Es liegt dann der Fall der sogenannten reinen Biegung vor (Abb. 7), der auch nach der strengen Elastizitätstheorie die Spannungen

5) Wird $a = \infty$, dann gehen die Summen der Gleichungen (8) u. (11) in unbestimmte Integrale über.

$$\sigma_x'' = \frac{M_a}{J} y = \frac{3}{2} \frac{y}{b^3} \sum_{\nu=1}^{\infty} (A_\nu - B_\nu) \frac{\cos \nu\pi}{\alpha^2}$$

$$\sigma_y'' = 0, \qquad \tau'' = 0$$

hervorruft.

Wir erhalten sonach die vollständige Näherungslösung in der Form:

$$\left.\begin{array}{l} \text{für symmetrische Belastung:} \\ \sigma_x = -\frac{3}{2} \frac{y}{b^3} \sum_{\nu=1}^{\infty} (A_\nu - B_\nu) \frac{\cos \nu\pi}{\alpha^2} + \sigma_x' \\ \sigma_y = \sigma_y', \qquad \tau = \tau' \\ \text{für spiegelsymmetrische Belastung:} \\ \sigma_x = \sigma_x', \qquad \sigma_y = \sigma_y', \qquad \tau = \tau' \end{array}\right\} \quad \ldots (13$$

wobei $\sigma_x'$, $\sigma_y'$, $\tau'$ nach den Gleichungen (8) bezw. (11) einzuführen sind.

β) a ist klein gegenüber b. In solchen Fällen kann man, ohne großen Fehler zu begehen, voraussetzen, daß die Zusatzspannungen von dem Rande $x = +a$ zum Rande $x = -a$ ohne Änderung übertragen werden (Abb. 8). Es gelten daher die Gleichungen:

$$\left.\begin{array}{l} \text{für symmetrische Belastung:} \\ \sigma_x = \sigma_x' - \sigma_{x=a}', \qquad \sigma_y = \sigma_y', \qquad \tau = \tau'; \\ \text{für spiegelsymmetrische Belastung:} \\ \sigma_x = \sigma_x', \qquad \sigma_y = \sigma_y', \qquad \tau = \tau'; \end{array}\right\} \quad \ldots (14$$

(Fortsetzung folgt.)

---

# DIE BOGENBRÜCKE ÜBER DAS HELL GATE IN NEW YORK UND IHRE ZUFAHRTEN.

*Von Dipl.-Ing. Müllenhoff, Sterkrade (Rhld.)*

(Fortsetzung von Seite 230.)

Der Zusammenbau in der Werkstatt.

Es wird zwar in Amerika immer mehr üblich, wenigstens bei größeren Brücken die Träger in der Werkstatt ganz oder in größeren Stücken zusammenzubauen. Sind erst die Einrichtungen dafür vorhanden, so kann auch das Bohren oder Aufreiben der Montagenietlöcher billiger geschehen als früher nach eisernen Schablonen. Wegen der Größe des Bauwerkes wurde die Hellgate-Brücke nicht ganz zusammengebaut, sondern nur in Stücken von 4 Feldern, wobei das letzte Feld eines jeden Teiles wieder als erstes des folgenden Zusammengelegt wurde. Hierzu wurde ein Brückenkran von 39,6 m Stützweite und 150 t Tragkraft neu beschafft. Die, wie erwähnt, 17,5 mm weit gebohrten Löcher für die Montageniete wurden nach dem Zusammenbau mit langen Spiralbohrern, die durch beide Stege reichten, aufgerieben und die Heftschrauben nur allmählich ausgewechselt, so daß die Teile stets gut verbunden blieben. Zum Schluß wurden die Verbindungen noch mit besonderen Marken bezeichnet, die bei der Aufstellung wieder gut übereinstimmen mußten. Natürlich wurden die Trägerstücke in der überhöhten Form zusammengelegt, so daß auf der Zulage wie auf dem Bau alle Fugen dicht schlossen und die Löcher ohne Zwang und große Anfangsspannungen genau paßten, damit die Verdornung oder Vernietung dem Einbau sofort folgen konnte. Die dabei auftretenden kleinen Nebenspannungen mußten dann in Kauf genommen werden.

9. Die Aufstellung der großen Hell Gate-Brücke mußte im freiem Vorbau von einem Ankerträger aus geschehen, der dem vorgebauten Teil das Gleichgewicht hielt, da weder ein Gerüst in der tiefen und lebhaft befahrenen Stromrinne möglich war noch eine Verankerung im gewachsenen Felsen.

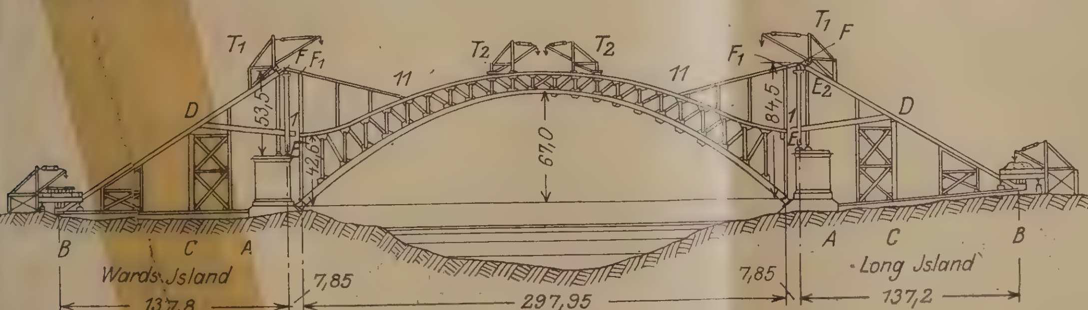



Abb. 14. Aufstellung der Hell Gate-Brücke.

Um den Horizontalzug der Anker sicher aufzunehmen, mußten die Gegengewichte auf der Erdoberfläche gegen die Pfeiler abgestützt werden. Die Eisenteile hierzu wie zu der ganzen Verankerung sollten möglichst aus Teilen der Brücke und Rampen bestehen. Abb. 14 zeigt die Anordnung, die von der Am. Bridge Co. nach Lindenthals Vorschlag gewählt wurde. Verwandt wurden Längsträger, Hängestangen und Blechträger der Zufahrten. Nur Teile zur Verbindung dieser Stücke, zu Verbänden und einige Augenstäbe fanden nicht wieder Verwendung und ein Teil dieses Materials war auch schon bei anderen Bauten benutzt worden. Nur ein Sechstel der 15 000 t Eisen in der Verankerung wurden nicht wieder verwandt.

Das durch die Verankerung zu haltende Gewicht war 14 500 t und rief einen Ankerzug von 6500 t hervor. Die Gegengewichte wogen 5300 t auf jeder Seite. Die schwersten Stücke waren die Endstücke des Untergurts und wogen 180 t. Wegen der verschiedenen Bodengestalt, und weil auf der Long Island-Seite (L. I.) 12, auf der Wards Island-Seite (W. I.) nur 11 Felder vorgebaut wurden, waren die Verankerungen auch etwas verschieden. Im wesentlichen bestanden sie aus je 2 Fachwerken in der Ebene der Hauptträger, also mit 18,288 m Abstand. Sie hatten, außer ihrem Eigengewicht, den Zug je einer Bogenhälfte mit Vorbaukran usw. und einen Winddruck von rd 150 kg/m² aufzunehmen.

Die mittlere Gurtung, B-D-1, hielt die Bogenträger am Punkt 1, bis 6 Felder vorgebaut waren. Der Anschluß am Bogen geschah mit kurzen Augenstäben, sonst bestand dieser Gurt aus zwei Reihen von Blechträgern mit insgesamt 2038 cm² Nutzquerschnitt. Zum weiteren Vorbau des Bogens wäre ein viel größerer Ankerquerschnitt und eine wesentliche Verstärkung des Obergurtes nötig gewesen. Deshalb wurde, sobald bis zum Punkt 13 vorgebaut war, in Punkt 11 die obere Gurtung des Ankerträgers D-F-11, aus je 3 Reihen von Hängestangen bestehend, eingebaut. An der Spitze der Hilfsstütze E-F wurden die beiden Teile dieses Gurtes wieder mit kurzen Augenstäben, $F - F_1$ angeschlossen. Die untere Gurtung A-B

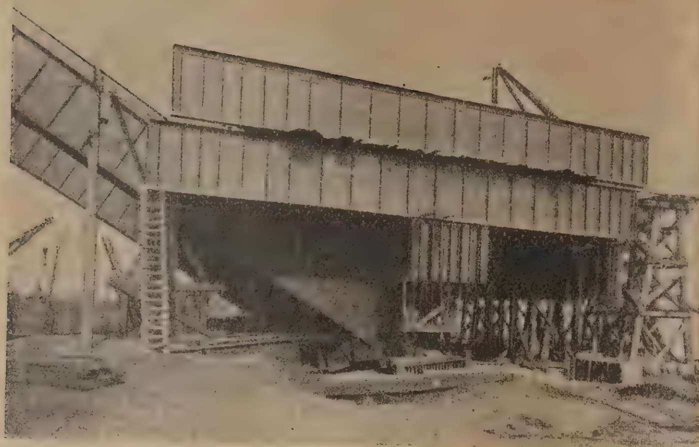


Abb. 15. Gegengewicht.

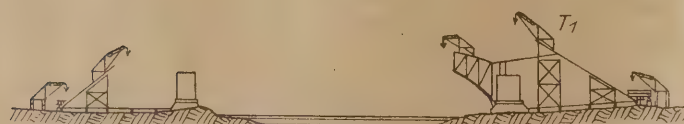
hatte die Horizontalkomponente des Ankerzuges nach dem Pfeiler zu übertragen. Sie bestand aus 4 Strängen gegeneinander versteifter Längsträger mit 1870 cm² Querschnitt und wurde durch Schwellenstapel unterstützt.

um den unteren Druckgurt verlegen zu können. Sie wurde erst während des Vorbaues eingebracht, so daß zwar stets genügende Standsicherheit vorhanden war, aber auch die Bodenpressung nicht zu groß wurde. Auf der W. I.-Seite war keine Erde verfügbar; für das fehlende Gewicht wurden weitere Rampenträger und die Träger in der Fahrbahndecke aufgelegt. Die Höhenlage des Gegengewichts konnte auf jeder Seite mit 4 Druckwasserpressen von 500 t Tragkraft eingestellt werden, die außerdem durch Ablesen des Druckes, unter dem sie standen, das Gewicht der Erdfüllung jederzeit zu beobachten erlaubten.

Auf den 4 Hauptstützen E-F wurden 4 Druckwasserhebeböcke von 3000 t Hubkraft aufgestellt, um die Bogenträger nach Bedarf zu heben oder zu senken. Der Wasserdruck betrug in ihnen 350 kg/cm², die Kolben hatten 990,6 mm ∅ und 660 mm Hub; sie bestanden aus Stahlguß und waren vorher auf den vollen Druck abgepreßt worden. Sie griffen an einem Stahlgußlagerkörper für die Augenstäbe auf dem oberen Ende der Stützen an, so daß sich beim Heben die Bogen um ihre Lager drehten. Nach jedem Hub wurden die Lagerkörper auf den Stützen durch zwischengeschobene Platten in der gewünschten Höhe unterfangen und die Pressen entlastet.

Der Vorgang bei der Aufstellung ergibt sich aus den Skizzen (Abb. 16). Im allgemeinen wurde auf beiden Seiten gleichmäßig gearbeitet, doch wurde auf W. I. wegen der tiefen Gründung erst später angefangen. Zunächst verlegte ein Lo-













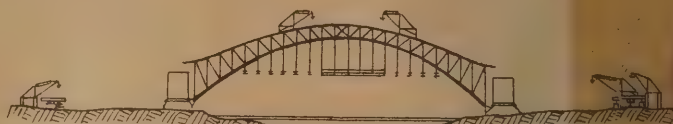



Abb. 16. Baufortschritt der Hell Gate-Brücke.

Die Stütze C-D nahm die vertikale Komponente der mittleren Gurtstäbe B-D-1 auf. Um den Verband nach der Nachbarstütze zu entlasten, lag die Gurtung auf der Stütze in einem Rollenlager. Dagegen sollte die Stütze E-F als Pendel wirken und war deshalb oben und unten mit Gelenken versehen. Sie bestand aus vier Reihen Rampenträgern mit Verband und hatte 2245 cm² Querschnitt.

Die Zwischenstützen hatten nur die Gurte und Vorbaukrane zu unterstützen, sie bestanden aus Längsträgern, die längs und quer gut verspannt waren.

Beim Beginn des Vorbaues mußten die Lager durch Anker gehalten werden, die um die Pfeiler herumgriffen. Denn da der Seitenschub noch fehlte, ergaben die Belastungen anfangs ganz oder fast senkrechte Auflagerkräfte.

Das hintere Ende des Ankerträgers ruhte bei B mit einem Rollenlager auf einem Holzrost und trug das Gegengewicht (vgl. Abb. 15). Auf der L. I.-Seite waren das drei Lagen von Rampenträgern. Die oberste Lage bildete einen Kasten, der mit der Erde gefüllt wurde, die man hatte ausheben müssen,



Abb. 17. Beginn der Aufstellung des Bogens.

komotivkran von 60 t Tragkraft die Druckgurte der Ankerträger auf den vorher eingeebneten Boden. Dann wurden mit einem Derrick hinter dem Gegengewicht die unterste Trägerlage des Gegengewichts verlegt und der Vorbaukran $T_1$ für die Ankerträger aufgestellt und mit diesem der untere Teil des Ankerträgers zusammengebaut und auf dem unteren Zuggurt D-1 der Vorbaukran $T_2$ für den Bogen. Während dann der Kran $T_1$ den Rest des Ankerträgers aufstellte, baute der Kran $T_2$ die Lager und ersten sechs Bogenfelder samt Querträgern und Verbänden ein (Abb. 17) und ein Derrick auf seiner Rückseite das Zugband F-11, soweit der Kran $T_1$ nicht reichte. Nachdem das Zugband im Punkt 11 angeschlossen war, wurde der Punkt F gehoben, bis die untere Ankergurtung D-1 spannungslos wurde und abgetrennt werden konnte. Nun wurde der Bogen mit dem Verband bis zur Mitte vorgebaut, so daß die Enden im Knoten 22 W. I. nur mit etwas Abstand einander gegenüberstanden. Jetzt wurde der Punkt F soweit gesenkt, daß die Bogenhälften sich zu einem frei tragenden Dreigelenkbogen schlossen; die Krane $T_1$ bauten den vorderen Teil der Verankerung ab und die Hängestangen und Querträger ein. Gleichzeitig baute nung sollte die Verschiebung des Gelenkpunktes W. I. 22 betragen an der Bogenhälfte:

| | W. I. | L. I. |
|---|---|---|
| lotrecht . . . . . . | 523 mm | 676 mm |
| wagerecht . . . . . . | 193 ,, | 206 ,, |

Bei 16,5° C über normal hätten sich die Enden noch um 41 mm weiter nach außen geschoben, also um rd 480 mm überdeckt. Um das zu vermeiden und den Bogen durch einfaches Senken schließen zu können, wurden die Hälften so hoch montiert, daß die Enden bei der angegebenen Temperatur noch rd 38 mm Abstand hatten oder 120 mm bei mittlerer Wärme; und zwar wurden die Augenstäbe F — $F_1$ um 319 mm (L. I). und 281 mm (W. I.) und die Stäbe F — $F_2$ auf beiden Seiten um 35 mm zu kurz hergestellt. Damit aber die gewollte Lage des Trägers kurz vor dem Bogenschluß genau erreicht würde, mußten auch bei der Ablösung der unteren Verankerung die Formänderungen des Trägers berücksichtigt werden. Die Abb. 18 zeigt die Lage des Trägers in den beiden Bauzuständen 6 und 7. Lage 7 entsteht aus 6 durch Anheben des Punktes F auf die

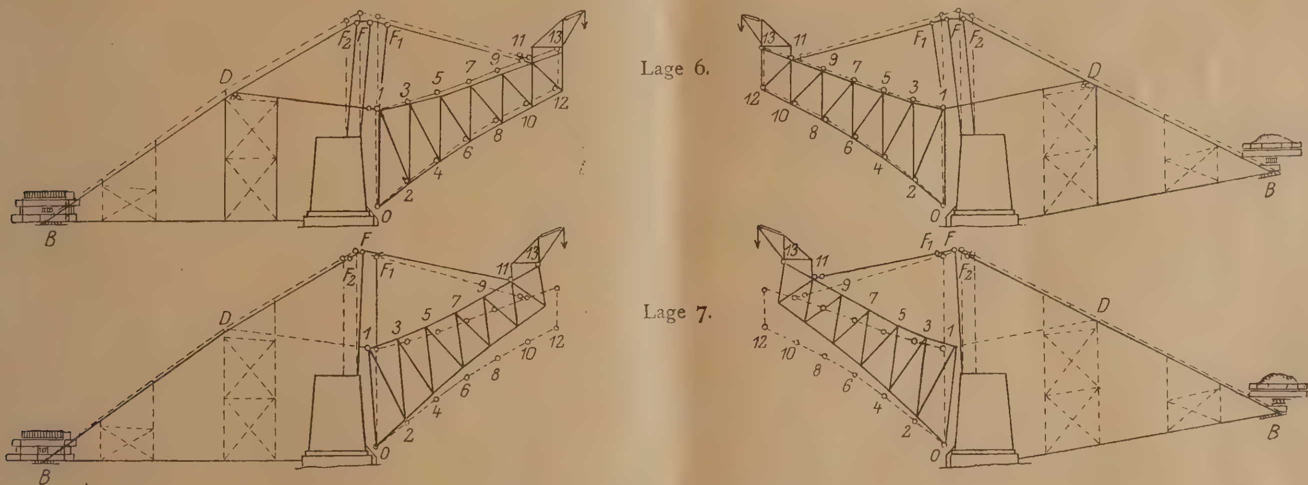


Abb. 18. Wechsel der Verankerung.

der Kran $T_1$ den hinteren Teil der Ankerträger ab. Dadurch wurden die Längsträger, die ja dessen Druckgurt gebildet hatten, frei und konnten nunmehr von der Mitte nach den Enden zu eingebaut werden, zugleich mit dem Verband in der Fahrbahn. Nachdem auch die Endfelder der Fahrbahn eingebaut waren, wurden die Vorbaukrane abgebrochen und die Gegendiagonale und der Obergurtstab im Mittelfeld fest angeschlossen, so daß der Bogen nun als Zweigelenkbogen wirkt. Nachdem die Bogen fertig vernietet waren, wurden die Betondecke, Schotter und Gleise aufgebracht.

Die sorgfältige Ausbildung der Stöße erleichterte den Vorbau sehr. Die Knotenbleche und Stoßlaschen wurden schon auf dem Lagerplatz an die vorderen Enden der Stäbe angeschraubt, dann die Untergurtstäbe durch den Kran $T_2$ gehoben und am hinteren Ende an den stehenden Brückenteil mit Schrauben und Dornen befestigt, so daß sie sich frei trugen. Dann folgten die Diagonalen, die an beiden Enden angeschlossen werden konnten, der Untergurtverband, die Vertikalen, Obergurtstäbe und schließlich der Verband zwischen den Vertikalen und Obergurten. Wegen der großen Gewichte, besonders der Untergurtstücke, hatten die Krane nur einen Ausleger, so daß auch immer nur ein Teil eingebaut werden konnte. Nachdem das Feld fertig war, rückte der Kran um ein Feld weiter vor. Das erste schwere Endfeld L. I. beanspruchte 3 Wochen, das Feld W. I-10 nur 7½ Stunden. Obwohl kein Spiel für die ineinandergreifenden Teile vorgesehen war, ging der Zusammenbau glatt vor sich, dank der sauberen Werkstattarbeit.

Beim Vorbau mußte natürlich auf die Formänderung des Bogens Rücksicht genommen werden. Nach der Berech-

Höhe, die er kurz vor Bogenschluß (Lage 12) Abb. 14, haben soll. Um hierbei nicht mehr heben zu müssen, als die endgültige Senkung betrug, wurden auch schon die Augenstäbe der unteren Verankerung um 133 mm (L. I.) und 108 mm (W. I.) kürzer ausgeführt als die theoretische Länge. Beim Übergang von Lage 6 zu 7 änderte sich die Form des Trägers mit dem Wachsen des Zuges in der oberen Verankerung; nachdem die untere ganz entlastet war, drehte sich der Träger nur noch um das Lager. Dabei hoben sich die Punkte 11 um 244 mm (L. I.) und 252 mm (W. I.) und die Punkte F wanderten wagerecht um 264 (L. I.) und 285 mm (W. I.) zurück. Die obere Verankerung war, nachdem der Zustand 6 erreicht war, mit Spiel zwischen dem Anschlußbolzen und seiner Anlagefläche im Knotenblech bei Punkt 11 eingebaut worden; wie dann mit den Hebeböcken die Lagerstühle in den Punkten F angehoben wurden, legte sich nach 162 mm Hub der Bolzen satt an und der obere Anker kam in Spannung, nach weiterem 333 mm-Hub konnte die untere Verankerung abgelöst werden; um aber die Höhe für das Absenken zu gewinnen, mußte noch weiter um 127 mm, im ganzen also um 622 mm gehoben werden. Mit Rücksicht auf die Nachgiebigkeit der Zwischenlagen hatten die Pressen noch 51 mm größeren Hub.

Von diesem Arbeitsplan wurde beim Bau insofern abgewichen, als auf der L. I.-Seite nur soweit angehoben wurde, daß die obere Verankerung nur 75 vH ihrer Spannung erhielt, und dann erst das nächste Feld vorgebaut und der Vorbaukran vorgeschoben wurde, ehe man weiter anhob. Dies geschah, um den Druck auf den weichen Boden kleiner zu halten.

Die Zahlentafel V zeigt die tatsächlichen Hubhöhen. Statt des berechneten Hubes von 333 mm, um den Zug von einer Verankerung in die andere zu bringen, waren auf W. I. 330 mm erforderlich. Ebenso gut stimmten die berechneten und gemessenen Spannungen der Anker und die Preßdrucke in den Hebeböcken überein, wenn man beabsichtigt, daß bei diesen die Reibung nicht berücksichtigt ist.

Nachdem dann der Bauzustand 12 erreicht war (Abb. 19), wurden die Lager bei F wieder soweit angehoben, daß die Zwischenlagen entfernt werden konnten und hierauf gesenkt, bis die Untergurthälften im Punkt 22 zur Berührung und leicht unter Druck kamen. Jetzt wurden sie mit Schrauben und Dornen verbunden, bevor durch weiteres Senken die Verankerung entspannt wurde.

Zahlentafel VI gibt die Aufzeichnungen hierüber. Auch hier ist die Übereinstimmung zwischen den berechneten Senkungen vom Augenblick der Berührung bis zur völligen Entlastung der Anker von 369 mm (L. I.) und 310 mm (W. I.) mit den tatsächlichen Senkungen von 381 mm (L. I.) und 310 mm (W. I.) gut. Der Abstand der beiden Bogenhälften war für 15,5⁰ C auf 121 mm berechnet; bei 13,3⁰ C wurden 116 mm beobachtet.

Das Wetter war günstig, die Temperatur blieb sich während der Arbeiten fast gleich und der Himmel war bedeckt; trotzdem mußte vorsichtig gearbeitet werden, um die beiden Bogenhälften gut zur Anlage zu bringen und die 4 Hebeböcke gleichmäßig zu senken. Es waren deshalb die vier Ankerpfeiler dauernd mit der Bauleitung durch Fernsprecher verbunden.

Zahlentafel V.

Die Hubhöhen beim Wechsel der Verankerungen (Wards Island-Seite).

| Tag | Stunde | Vorgang | Hubhöhe[8]) am nördlichen Träger mm | Hubhöhe am südlichen Träger mm | Hubhöhe berechnet mm | Wasserdruck gemessen at | Wasserdruck berechnet[9]) at | Spannung i. d. unteren Verankerung Träger nördlich kg/cm² | Träger südlich kg/cm² | berechnet kg/cm² | Spannung i. d. oberen Verankerung Träger nördlich kg/cm² | Träger südlich kg/cm² | berechnet kg/cm² | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 28. 8. | — | Zustand 6. Unterer Anker voll angespannt . . . . | 92 | 92 | — | 0 | 0 | 1370 | 1370 | 1275 | 0 | 0 | 0 | Vor Beginn des Hebens sind 6 Felder vorgebaut. |
| 31. 8. | — | Leichtes Heben, um den Durchhang der oberen Verankerung zu beseitigen . | 108 | 98 | 162 | — | — | 1370 | 1370 | 1275 | 0 | 0 | 0 | Die oberen Anker fangen an, in Spannung zu kommen. |
| | | Weiteres Heben, Halt bei . | 152 | 149 | — | 35 | 15,5 | 1201 | 1194 | 1140 | 740 | 1370 | 740 | Blieb so bis 2. IX. stehen. |
| 2. 9. | $8^{45}$ | Das Heben beginnt mit . . | 149 | 141 | — | 35 | 14 | — | — | — | — | — | — | Laufkran zurückgezogen. |
| | $9^{20}$ | Weiteres Heben . . . . . . | 368 | 359 | — | 91,5 | 84,5 | 802[10]) | — | 302 | — | — | — | Spannungsmessung am unteren Anker. |
| | $9^{33}$ | ,, ,, . . . . . | 415 | 400 | — | 105,5 | 98,5 | — | 190 | 1337 | — | — | — | |
| | $9^{38}$ | ,, ,, . . . . . . | 445 | 422 | — | 120 | 105,5 | 63,4 | — | 42,2 | — | — | — | |
| | $9^{41}$ | ,, ,, . . . . . . | 448 | 435 | 495 | 121,2 | 119 | — | 10,5 | 0 | — | — | 528 | Augenstäbe der unteren Anker locker. |
| | $9^{46}$ | Pressen entlastet, Last wird durch die Zwischenlagen übertragen . . . . . . . . | 415 | 412 | — | 112,6 | 100,6 | 169 | 169 | 105,5 | 538 | 567 | 598 | Blieb so bis 8. 9. |
| 8. 9. | — | 7 Felder vorgebaut, Pressen angehoben . . . . . . . . | 432 | 439 | — | 133,8 | 116,7 | — | — | 42,2 | — | — | 630 | |
| | | Weiteres Heben, bis sich die unteren Bolzen lockern . | 438 | 434 | 495 | 140,6 | 120,1 | 10,5 | — | 0 | 717 | 750 | 650 | Der untere Bolzen wird entfernt und damit der untere Anker abgelöst. |
| | | Wirkliche Hebung zur Anspannung des oberen Ankers von 0 auf volle Belastung . . . . . . . . . | 330 | 336 | 333 | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| | | Weitere Hebung nach Ausbau der Bolzen im unteren Anker . . . . . . . . . . | 570 | 568 | 572 | 144,1 | 120,2 | — | — | — | — | — | — | |
| 9. 9. | — | Nochmaliges Anheben, um die Gelenkbolzen in Pkt. 11 auf gleiche Höhe zu bringen . . . . . . . . . . . . | 575 | 555 | 572 | — | — | — | — | — | — | — | — | Heben beendet. |

8) Gemessen an der Höhe der eingebauten Zwischenlagen.
9) Ohne Zuschlag für Reibung.
10) Spannung fällt rasch.

Der Druck des Gegengewichtes wäre durch das Fortfallen des Ankerzuges von 2 auf 8,5 kg/cm² gestiegen. Um auf dem weichen Boden der L. I.-Seite nicht übermäßige Setzungen zu bekommen, wurde dort, sobald die Bogenhälften zum Schluß gekommen waren, die Erde möglichst schnell entfernt. Dauernde Beobachtung zeigte keine größere Senkung als 64 mm, was unschädlich war. Für den Notfall waren noch 8 Wasserdruckpressen bereit, das Gegengewicht anzuheben.

Die Umwandlung des Dreigelenkbogens in den Zweigelenkbogen geschah durch den Anschluß der Obergurtstäbe und Gegendiagonalen im Mittelfelde bei der angenommenen Mitteltemperatur von 15,5 C. Die Stäbe waren gleich nach dem Bogenschluß eingesetzt und nur an einem Ende verschraubt worden. An den andern, zunächst frei beweglichen Enden mußten jetzt die Löcher aus dem Vollen gebohrt und vernietet werden. Dies dauerte mehrere Tage. Um die zu erwartenden Formänderungen infolge von Temperaturschwankungen unschädlich zu machen, wurden (Abb. 20) vor und hinter dem Stoß in den Obergurten je 2 kräftige Querschotte zwischen den Stegen eingebaut und zwischen diesen ein Rundstab von 203 mm ∅ und rd 5 m Länge mit Zug und Druckmuttern eingesetzt, der alle von der Temperaturänderung hervorgerufenen Kräfte aufnehmen konnte. Sobald an einem günstigen Tage die Temperatur annähernd normal und im

Zahlentafel VI.

Die Arbeit an den Pressen beim Bogenschluß (Long Island-Seite).

| Tag | Stunde | Vorgang | Höhe beobachtet am Träger nördlich mm | Höhe beobachtet am Träger südlich mm | Höhe berechnet mm | Wasserdruck[12]) beobachtet | Wasserdruck berechnet | Entfernung beobachtet bei 13,3° mm | Entfernung beobachtet bei 15,5° mm | Entfernung berechnet mm | Höhe von Punkt 22 L. I.-Seite beobachtet bei 13,3° am Träger nördlich (a. 15,5° umger.) | Höhe von Punkt 22 L. I.-Seite beobachtet bei 13,3° am Träger südlich (a. 15,5° umger.) | Höhe von Punkt 22 berechnet für 15,5° | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1. 10. 15 | $9^{30}$ | Lage der Pressen wie am 23. 7. 15; Angelüftet zur Entlastung der Zwischenlagen . | 573 | 568 | — | — | — | 116 | 108 | 121[11]) | — | — | — | Zustand 12 A |
| | $9^{35}$ | Zwischenlagen locker, Beginn des Senkens | 610 | 606 | — | 320 | 323 | — | — | — | — | — | — | |
| | $10^{05}$ | Halt, um d. Diagonalen bei 22 A anzuschrauben . . . . . . . . | 540 | 540 | — | 278 | 323 | — | — | — | — | — | — | |
| | $10^{23}$ | Das Senken wird fortgesetzt . . . . . . | 540 | 540 | — | 278 | 323 | — | — | — | — | — | — | |
| | $10^{30}$ | Halt . . . . . . . . . | 518 | 513 | — | 274 | 323 | — | — | — | — | — | — | |
| | $10^{53}$ | Anheben auf der Südseite, um die Trägerenden in genau gleiche Höhe zu bringen | 518 | 533 | — | 316 | 323 | 38,1 | 30,2 | 28,5 | — | — | — | |
| | $11^{00}$ | Fortsetzung d. Senkens | 509 | 514 | — | 280 | 323 | 31,8 | 23,8 | 22,2 | — | — | — | |
| | $11^{15}$ | Die Gurte berühren sich. Temp. 13,3° C | 505 | 502 | 482 | 280 | 323 | — | 0 | 0 | 81,107 (81,199) | 81,199 (81,290) | 81,35 | |
| | $11^{18}$ | Halt z. Verschrauben d. Anschlüsse in 22 A | 467 | 463 | 441 | 239 | 288 | — | 0 | 0 | — | — | — | |
| | $1^{05}$ | Das Absenken wird wieder aufgenommen u. zugleich das Gegengewicht entlastet . . . . . . | 467 | 463 | 441 | 239 | 288 | — | 0 | 0 | — | — | — | |
| | $2^{15}$ | Fertig abgesenkt; Ankerheben, 6 mm Spiel, Setzung des Gegengew. Nordseite 76 mm, Südseite 47,6 mm . . . | 124 | 121 | 103 | 0 | 0 | — | 0 | 0 | 81,32 (81,412) | 81,412 (81,503) | 81,686 | Der Bogen trägt sich frei als Dreigelenkbogen |
| | | Gesamte Senkung bis zur Berührung der Bogenhälften . . . | 68,3 | 66,7 | 66,7[13]) | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| | | Weitere Senkung bis zur Entlastung der Anker . . . . . . . | 381 | 381 | 375 | — | — | — | — | — | — | — | — | |

11) Die Träger lagen etwas tiefer als berechnet.
12) Ohne Abzug für Reibung.
13) Berechnet für den gemessenen Abstand der Enden.

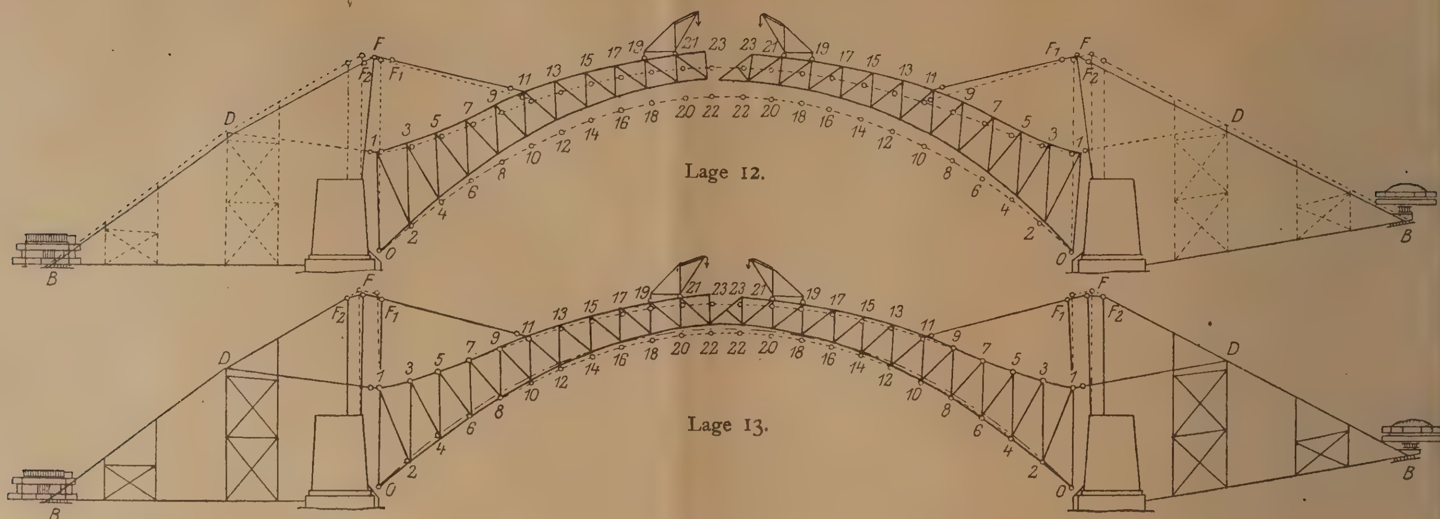
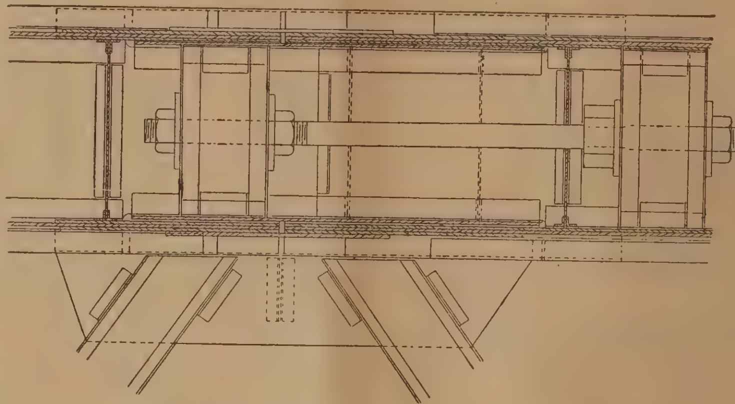


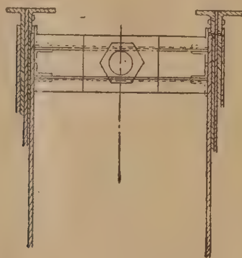

Abb. 19. Bogenschluß.

ganzen Bauwerk gleichmäßig war, wurden die Muttern fest angezogen. Nun konnten die Nietlöcher ohne Behinderung durch Formänderungen gebohrt und die Stäbe vernietet werden.

Die Rundeisen wurden nicht entfernt und übernehmen also einen Teil der Gurtkräfte.

Die Vernietung auf dem Bau erforderte 333 960 Niete oder rd 17 für die Tonne. Davon haben 202 304 Stück 31,8 mm Ø und Schaftlängen bis zu 251 mm. Dazu kamen noch eine Anzahl Niete in den Verankerungen, obwohl dort meist nur 80 vH Dorne und 20 vH Schrauben eingezogen wurden.





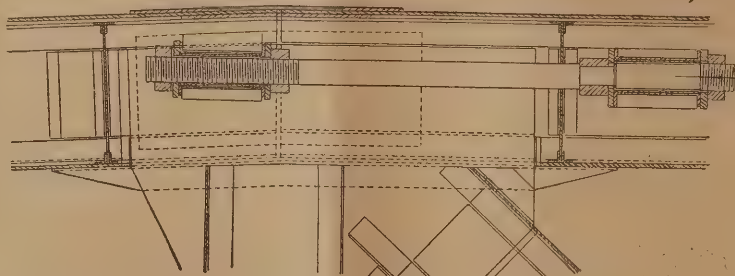


Abb. 20. Verspannung im Obergurt bei der Umwandlung des Drei- in einen Zweigelenkbogen.

Auch beim Vorbau wurden reichlich Dorne verwandt, und zwar wurden zunächst 25bis 60 vH der Nietlöcher mit Dornen besetzt, so daß diese allein die Montagespannungen übertragen konnten. Dann wurden Schrauben in etwa die Hälfte der Löcher eingezogen, um die Teile gut zu verbinden; mit einer Kraftübertragung durch die Schrauben wurde nicht gerechnet.

Die 6 Endfelder des Obergurtes und die Diagonalen wurden vernietet, indem die Dorne und Schrauben einzeln durch Niete ersetzt wurden, sobald der Vorbau um mindestens 3 Felder weitergekommen war. Die mittleren Obergurtfelder und der ganze Untergurt wurden erst vernietet, nachdem der Bogen frei gesetzt war, so daß die Stäbe unter dem Einfluß des Eigengewichtes schon einen erheblichen Teil der Stabspannung durch bloßen Druck übertrugen und die Laschen entlastet wurden. Dabei schlossen sich die keilförmigen Fugen an den Enden der Untergurtstäbe, besonders sobald die Dorne entfernt wurden. Man kann daher annehmen, daß im Untergurt die Druckübertragung im mittleren Drittel des Querschnittes erfolgt, und daß schädliche Kantenpressungen vermieden sind.

Da die Dorne nur allmählich entfernt wurden, sind natürlich die Stoßlaschen nicht ganz frei von Eigengewichtsspannungen. An der Übertragung der Spannungen aus Verkehr usw. nehmen sie natürlich ebenso teil wie die sich unmittelbar berührenden Querschnittsflächen. Die ganze Vernietung auf der Baustelle geschah mit Drucklufthämmern und -gegenhaltern. Die Druckluft wurde in je einem Kompressor auf beiden Ufern erzeugt und hatte am Hammer etwa 8½ at Druck. Die Zahl der Niettrupps schwankte zwischen 12 und 17; sie schlugen durchschnittlich 135 Niete von 31,8 mm am Tag, die Höchstleistung für einen Trupp war 356 Niete.

Die Materialtransporte wurden in folgender Weise geregelt. Die Eisenteile kamen mit der Bahn an und wurden auf dem großen Güterbahnhof in Greenville gelagert und von dort nach Bedarf auf Prähmen zur Baustelle gebracht. Dort waren auf beiden Ufern Anlegestellen geschaffen und mit Derrickkranen mit doppeltem Ausleger von 65 t Tragkraft ausgerüstet. Sie dienten auch für die Zufuhr der Baustoffe für das Mauerwerk.

Die Teile der ersten 3 Felder konnten von den Vorbaukranen unmittelbar von der Anlegestelle aus aufgenommen werden; die weiteren Teile wurden auf einem Prahm unter den Vorbaukran gefahren. Zur Erleichterung der Arbeit wurden alle schweren Teile mit besonderen Anschlagvorrichtungen versehen, so daß sie am Kran genau in der Lage hingen, die das Stück im Bauwerk haben sollte.

Die vier Vorbaukrane waren besonders für den Bau entworfen und hergestellt. Sie hatten über den Vorderrädern einen kräftigen A-Bock und einen Ausleger in der Mitte, die beiden Krane für den Bogenvorbau hatten außerdem jederseits einen leichten Hilfsausleger für leichte Teile oder Arbeitsbühnen. Die hinteren Enden der Kranbühnen ruhten auf ausziehbaren Stützen, um sie stets wagerecht einstellen zu können. Die Krane hatten die in Zahlentafel VII zusammengestellten Hauptabmessungen.

Zahlentafel VII.

| Die Vorbaukrane | für den Bogen | für die Verankerung |
|---|---|---|
| Tragkraft | 160 t | 56 t |
| Bestrichener Halbmesser | 16,5 m | 19,5 m |
| Reichweite nach der Seite | 12,7 m | 15,2 m |
| Schwerstes gehobenes Stück | 163 t | 56 t |
| Gesamtgewicht d. Krans | 286 t | 150 t |
| Höhe des A-Bockes | 14,6 m | 16,1 m |
| Länge des Auslegers | 19,8 m | 34,1 m |
| Größte Hubhöhe | 91,5 m | 91,5 m |
| Motoren | 2—240 PS | 1—100 PS |
| Hubseile (Drahtseile) | 22 m ∅, 26 Litzen | 19 mm ∅, 12 Litzen |
| Auslegerseile (Drahtseile) | 22 mm ∅, 36 Litzen | 19 mm ∅, 26 Litzen |
| Seile zum Verfahren des Kranes (Manilaseile) | 2 Stck. 51 mm ∅, 12 Litzen | 4 Stck. 51 mm ∅, 12 Litzen |

Die Krane der Ankerträger wurden nach kleinen Änderungen beim Bau der Blechträgerbrücken in den Rampen benutzt.

Der Antrieb der Krane und Luftkompressoren geschah mit Drehstrom von 60 Per mit 7200 bis 8200 V und 40 bis 45 A aus dem Astoria Kraftwerk der New York & Queens El. Light and Power Comp. An der Baustelle wurde er in einem Motorgenerator von Allis-Chalmers in Gleichstrom von 550 bis 600 V mit 50 bis 600 Amp umgewandelt.

Die beiden Ingersoll-Kompressoren hatten 75 PS-Motoren und konnten in der Minute 6,16 $cm^3$ angesaugter Luft auf mindestens 9,5 at verdichten.

Der Baufortschritt ist durch folgende Daten gekennzeichnet:

| | L. I.-Seite | W. I.-Seite |
|---|---|---|
| Beginn des Baues der Ankerträger | September 1914 | Januar 1915 |
| Beginn des Baues des Bogens | Januar 1915 | Mai 1915 |
| 6 Felder fertig | Juni 1915 | August 1915 |
| Bogen geschlossen | 1. Oktober 1915 | |
| Hängestangen und Fahrbahnträger eingebaut | Januar 1916 | |
| Ankerträger abgebaut | April 1916 | |
| Nietung fertiggestellt | September 1916 | |

Von der Am. Bridge Co. waren 1 Bauleiter, 3 Assistenten, 1 Richtmeister und durchschnittlich 140 ausgesuchte Montagearbeiter auf der Baustelle, doch wuchs deren Zahl bis zu 270 Mann an. Trotz besonderer Vorsichtsmaßregeln, wie festen Geländern, Schutzseilen und eisernen Arbeitsbühnen kostete der Bau 5 Menschenleben. (Fortsetzung folgt.)

# DAS GUSSBETON-VERFAHREN.

*Von Dr.-Ing. Agatz, Baurat in Bremen.*

***Übersicht:*** I. Die bisherigen Ergebnisse in Deutschland und Amerika. II. Der Bau der Doppel-Seeschleuse für den Fischereihafen in Geestemünde nach dem Gußbetonverfahren. — III. Das Gußbeton-Verfahren: 1. Das Verhältnis von Personal und Arbeitern zum Gußbeton. 2. Aufbau und Einrichtung einer Gußbetonanlage. a) Die Konstruktion und Aufstellung der Gießtürme, b) die Rinnenführung, c) die Abmeß- und Vormischanlagen, d) die Materialzuführung, e) die Betonmischanlagen, f) der Betrieb der Gußbetonanlage. 3. Die Schalungsarbeiten. 4. Der Betonierungsvorgang und das Einbringen des Betons. 5. Das Verhalten des Gußbetons. 6. Der Kostenvergleich mit dem Stampfbeton. 7. Technische und volkswirtschaftliche Vorteile des Gußbetons. IV. Die Zukunftsmöglichkeiten für den Gußbeton.

Betrachtet man die bislang in der Literatur erschienenen Aufsätze über das Gußbetonverfahren, so wird derjenige, der aus ihnen das Wesen und den Fabrikationsvorgang, die Vor- und Nachteile des Gußbetons eingehend zu ersehen wünscht, über die verhältnismäßig geringen positiven Unterlagen aus Theorie und Praxis enttäuscht sein. Forscht man nach den Gründen, so erfährt man, daß bislang in Deutschland nur wenige Ingenieurbauten in Gußbeton ausgeführt sind, und daß von dem in Amerika schon seit langem zur Anwendung gelangten Gußbetonverfahren nur wenig in Deutschland bekannt geworden ist. Die deutschen Gußbetonbauwerke, die zum allergrößten Teil für Rechnung der Privatindustrie von Bauunternehmungen ausgeführt wurden, blieben nur einem kleinen Kreis bekannt. Einmal hatte der Bauherr mehr Interesse für das fertige Bauwerk als für einzelne Auswertungen des Bauvorganges, andererseits machte wohl der Unternehmer seine Erfahrungen in Theorie und Praxis, jedoch hütete er diese wie einen Augapfel als das Geheimnis seiner Firma. Bildete doch das Gußbetonverfahren eine gute Waffe in ihrem Wirtschaftskampf. Außerdem standen noch weite Kreise aus der Technik den Anregungen, das Gußbetonverfahren auch in Deutschland weiter anzuwenden und auszubilden, absolut immun gegenüber. Volkswirtschaftlich hat uns diese Zurückhaltung insofern geschadet, daß einmal Jahre hindurch zur Herstellung werbender Anlagen eine höhere Zahl von Arbeitskräften erforderlich und nach den neuesten Erfahrungen auch weniger gutes Material in dem Stampfbeton vorhanden waren, und daß andererseits wir gegenüber Amerika in der großzügigen Anwendung des Gußbetons bedeutend zurückgeworfen wurden.

Aus der Zeit vor dem Kriege sind wohl zwei Fälle, wo der Gußbeton in Deutschland angewendet wurde, allgemeiner bekannt geworden:

1. Der Bau der Hemelinger Schleuse für Rechnung des bremischen Staates durch die Firma Holzmann.

2. Verschiedene Industriebauten durch die Firma Gebr Rank in München.

Der erste Fall ist durch Professor Franzius, dem eifrigen Vorkämpfer für den Gußbeton, der zweite Fall durch den Ingenieur Haves der Öffentlichkeit unterbreitet.

In neuerer Zeit, also nach dem Kriege, erfuhr man von den Gußbetonbauten der Leunawerke in Merseburg und den gleichfalls von der Firma Rank z. T. in Gußbeton ausgeführten Silos in Oppau bei der seinerzeitigen Explosionskatastrophe.

In den letzten Jahren gingen auch andere Unternehmerkreise daran, den Gußbeton in ihr Arbeitsgebiet aufzunehmen. So führte die Siemensbauunion das Unterwerk der städtischen Nord-Südbahn in Berlin und die Fundamente für das Kraftwerk Unterweser in Farge in Gußbeton aus. Die Firma Habermann & Guckes-Liebold A. G. ist im Begriff, die Schleppzugschleuse bei Münster für die preußische Bauverwaltung in Gußbeton herzustellen. Sicherlich werden außer diesen mir bekannten Fällen auch noch andere Firmen nunmehr ebenfalls den Gußbeton anwenden bzw. bereits angewendet haben. Jedenfalls zeigen die oben angeführten Fälle das erfreuliche Bild, daß der Gußbetongedanke seine Wurzeln eingeschlagen hat.

Als ich im September 1921 an der Besichtigung der Gußbetonarbeiten des Leunawerkes teilnahm, kam auch mir der Gußbeton zum ersten Male praktisch vor Augen. Wie die Herren der Verwaltung an Hand von Lichtbildaufnahmen und Plänen ausführten, sei dieser in seiner gesamten Beschaffenheit dem Stampfbeton überlegen. Der Bau des Kohlensilos, also eines Hochbaues, sei reibungslos vor sich gegangen und erheblich rascher zur Fertigstellung gelangt als die anderen in Stampfbeton. Irgendeine Schwierigkeit dieser Betonierungsweise könnte von ihnen nicht ersehen werden. An dem fertiggestellten Kohlensilo war an den verschiedensten Stellen der Beton aufgehauen, so daß man die gleichmäßige Struktur des Gußbetons einwandfrei erkennen konnte. Außerdem konnte man sich mit Hammer und Meißel selbst von der Festigkeit des Betons überzeugen. Das gesamte Bauwerk wurde alsdann von unten bis oben abgegangen und an beliebig gewünschten Stellen neue Proben von der Beschaffenheit gemacht. Steinnester wurden nur in ganz geringem Umfang festgestellt. An einer Stelle rührte er davon her, daß ein etwa kindskopfgroßer Stein dicht an die Schalung zu liegen kam und dadurch nicht genügend feines Material hatte hinfließen können. Die Arbeitsfugen waren infolge der hohen Arbeitsschichten auf ein geringes Maß beschränkt. Inwieweit eine vollständige Bindung in ihnen stattgefunden hatte, konnte einwandfrei nicht festgestellt werden. Auf jeden Fall war sie dem Augenschein nach nicht schlechter als beim Stampfbeton. Wie oben bereits erwähnt, waren die Nachbarsilos in Stampfbeton ausgeführt, so daß anschaulicher der Unterschied zwischen beiden am fertigen Bauwerk gar nicht hätte gezeigt werden können. Es wurde dort eine bedeutend höhere Zahl von Steinnestern vorgefunden. Der Gußbeton zeigte ein viel festeres und gleichmäßigeres Gepräge, seine Außenflächen waren glatter und zeigten eine engporige Struktur.

Ein ähnliches Ergebnis ergaben die Besichtigungen der Wasserkraftanlage in Töging, deren Ausführung in den Händen der Firma Rank lag. Daß der Beton hier größere Hohlräume aufwies, lag nicht an dem Wesen des Gußbetons, sondern an der Eigenheit des in Bayern zur Verwendung gelangten Betonmaterials, das zum größten Teil aus dem groben Geröll, das in Töging aus den Erdarbeiten am Oberwassergraben gewonnen war, bestand und wenig oder gar keine feinen Zuschlagstoffe aufwies.

Wie sehr die Beschaffenheit des Gußbetons von der Güte des Materials abhängt, ersah man demgegenüber an den fertigen Bauwerksteilen der Schleuse in Geestemünde, wo auf die günstigste Verteilung von groben, feinen und allerfeinsten Bestandteilen die größte Obacht gegeben wurde, an dem Unterwerk der Nord-Südbahn in Berlin, wo der feine märkische Kies zur Verwendung gelangte, und an den Fundamenten des Kraftwerkes in Farge. Es lehrt hier also die Erfahrung, daß die Güte des Gußbeton mit der höchsten Auswahl der Zuschlagstoffe in erheblichem Maße wächst.

In einem Vortrag über den Wiederaufbau des Ammoniakwerkes in Oppau führte der Oberingenieur der Badischen Anilin- und Sodafabrik, Herr Dipl.-Ing. Goebel aus, daß unter den Wirkungen der Explosion sich der Eisenbeton am besten gehalten hat. Weniger widerstandsfähig erwies sich der Stampfbeton. Arbeitsfugen im Stampf- und Gußbeton haben sich als schwache Stellen gezeigt. (Wie man dagegen sich schützen kann, werde ich weiter unten noch näher ausführen.) Die bei den Silos in Gußbeton gemachten schlechten Erfahrungen wurden auf die ungünstigen Arbeitsbedingungen im Kriege zurückgeführt und haben die Anilinwerke nicht abgehalten, einen ähnlich großen Silo in Gußbeton im Leunawerk unter Verwertung der erzielten größeren Erfahrungen wiederum herstellen zu lassen.

Die Erfahrungen der Amerikaner in Gußbeton sind uns Deutschen nur in ganz beschränktem Umfange bekannt geworden durch amerikanische Zeitschriften und Kataloge und kurze Veröffentlichungen in deutschen Zeitschriften.

Bei den Betonierungsarbeiten am Triebwerkkanal der Niagarawasserkraftwerke wurden innerhalb eines Zeitraumes von 13 Monaten 311 600 m³ Beton verarbeitet. Die höchste Tagesleistung mit 17 Mischanlagen betrug 2315 m³, also 136 m³ pro Tag und Mischanlage. Die durchschnittliche Monatsleistung betrug 31 540 m³, also bei 25 Arbeitstagen 1262 m³/Tag oder bei 17 Mischanlagen rd 75 m³/Tag. Der Beton mußte an einer Stelle in einem 60 m hohen Turm fertig gemischt hochgefahren werden. Von dort wurde er in einer 110 m langen und 22° geneigten Rutsche der Verarbeitungsstelle zugeführt.

Aber noch eine andere Möglichkeit der Verarbeitung des Gußbetons gibt uns dieses Beispiel. Es wurde dort nämlich der Gußbeton fertig gemischt an der Mischanlage in Loren gekippt und in elektrisch angetriebenen Zügen 4,8 km weit verfahren, um alsdann in dem 60 m hohen Turm hochgezogen zu werden und seiner Verarbeitungsstelle zuzufließen.

Ich stehe auch auf dem Standpunkt, daß man den Beton, fertig gemischt, ruhig zum mindesten auf kürzere Strecken bis 500 m in Loren verfahren kann, ohne daß die Güte des Betons leidet oder eine Entmischung des Materials eintritt. In Geestemünde wurde für das Betonieren der Betonsteine auf der Kammersohle der Beton in Loren etwa 50 m weit verfahren und dann ausgekippt, ohne daß Nachteile zu erkennen waren.

Bei dem Bau der Ufermauern für die Hafenerweiterung in Cuxhaven wurde ziemlich flüssiger Stampfbeton an einer zentralen Mischanlage fertig gemischt in Loren gekippt und zu der beweglichen Sturzbrücke über dem Pfahlrost der Ufermauer bis zu einer Entfernung von 200—300 m verfahren, ohne daß ungünstige Erfahrungen gemacht wurden.

Erfreulich ist es auch hier, daß die preußische Bauverwaltung in Geestemünde das Verfahren des Gußbetons in Loren bei einigen anderen kleineren Bauwerken der Fischereihafenerweiterung zugelassen hat, und es wäre auf jeden Fall nur zu begrüßen, wenn später diese Erfahrungen der Öffentlichkeit unterbreitet würden, damit endlich auch für dieses Verfahren, den Gußbeton an seine Verwendungsstelle zu bringen, einwandfreie Ergebnisse festgelegt werden.

Fest steht jedenfalls, daß die Amerikaner auf Grund ihrer freizügigen Vorschriften viel weitere Anwendungs- und Gewinnmöglichkeiten durch das Gußbetonverfahren haben. Dadurch, daß sie teilweise nur den Mörtel mischen, in den Türmen hochfahren und in den Rinnen an die Verarbeitungsstellen gelangen lassen, während sie die groben Zuschlagstoffe wie Felsbrocken u. a. direkt in die Mörtelmasse werfen, gelangen sie zu höheren Leistungen und dadurch zu einer besseren Ausnutzung und billigeren Herstellung. Inwieweit derartig hergestellte Bauten weniger widerstandsfähig sind als unsere nach den strengen Vorschriften ausgeführten, ist mir nicht bekannt. Andererseits sind Mitteilungen über Einstürze und Schäden an Bauwerken aus Gußbeton auch nicht zu uns herübergekommen.

## II.

Nunmehr hat im Jahre 1921 zum ersten Male auch eine deutsche Behörde den Gußbeton in großem Maßstabe für ein Ingenieurbauwerk zugelassen. Es ist der preußischen Bauverwaltung gar nicht hoch genug anzurechnen, daß sie entgegen mannigfachen Gegenströmungen es duchgesetzt hat, daß der Gußbeton beim Bau der Doppel-Seeschleuse in Geestemünde zur Anwendung gelangte. Es handelte sich doch immerhin um ein ansehnliches Bauwerk von rd 80 000 m³ Beton, für das als erschwerender Umstand noch der starke Salzwassergehalt der Außenweser hinzukam. Es ist nur zu begrüßen, daß, wie mir bekannt geworden ist, nunmehr auch die preußische Bauverwaltung in Geestemünde sich entschlossen hat, ihre Erfahrungen der Öffentlichkeit zu unterbreiten. Um ihr nicht vorzugreifen, habe ich die Prüfungsergebnisse am fertigen Bauwerk aus meiner Arbeit herausgelassen und betrachte es vielmehr als meine Hauptaufgabe, die Erfahrungen im Aufbau-

und Betrieb einer Gußbetonanlage und das Verhalten des Gußbetons auszuwerten. Sie erhielten ihre Grundlage in meiner einjährigen Bauleitung für die bauausführenden 3 Firmen: Siemensbauunion, Habermann u. Guckes und Gebr. Rank, die sich für die Herstellung der Doppelschleuse zu einer Arbeitsgemeinschaft zusammengeschlossen hatten. Ich glaube auch, daß sich alsdann Behörde und Unternehmervertreter, als der praktische Bauausführende, in zwei von einander getrennten Arbeiten viel mehr dem zu erreichenden Ziel nähern werden, weite technische Kreise mit den Vorzügen des Gußbetons vertraut zu machen, damit es nunmehr auch Allgemeingut von Theorie und Praxis wird.

III.

Was besagt nun der Name „Gußbeton"?

Rein technisch ausgelegt ist er ein Beton in fast demselben Gemisch wie Stampfbeton, nur mit dem Unterschied, daß ihm bedeutend mehr Wasser zugeführt wird, damit er nach dem Gesetz der Schwerkraft seiner Verwendungsstelle zufließen kann. Der größere Zusatz an feinen Stoffen wie Traß, Steinmehl oder auch feiner Sand macht einmal das Betongemisch schmieriger, erleichtert also sein Fließen, andererseits zeitigt es zusammen mit der größeren Wasserbeigabe den Erfolg der leichteren Ausfüllung der Hohlräume, so daß statt eines grobporigen wie beim Stampfbeton ein sehr feinporiger Betonstein entsteht.

Auf dem Gebiet der Wirtschaftstechnik gibt uns andererseits der Name „Gußbeton" noch weitere Aufklärung, denn er bedeutet:

„Ersatz vieler individueller Arbeitskräfte durch Mechanisierung der Arbeitsverrichtungen."

Diese wirtschaftstechnische Auslegung ist der wichtigste Punkt, der bei der Einrichtung einer Gußbetonanlage beachtet werden muß. Die durch die Mechanisierung zu gewinnende Ersparnis an Löhnen wird zu einem gewissen Teil in den mechanischen Einrichtungen festgelegt. Es muß sich also jeder bauleitende Ingenieur darüber vorher Rechenschaft ablegen, inwieweit eine Anlegung der zu ersparenden Löhne in technischen Werten erfolgen kann, um die gewollte Ersparnis im Betrieb zu erhalten. Die Wirtschaftlichkeit ist aber auch immer dann in Frage gestellt, wenn eine derartig eingerichtete mechanische Anlage, man darf sie ruhig Gußbetonfabrik nennen, nicht genügende Sicherheit bietet, um auftretende Störungen im Betrieb aufzufangen, und um auch die Leistungsfähigkeit jederzeit so ausdehnen zu können, daß auch tatsächlich die errechnete Ersparnis eintritt.

III 1.

Ein anderer Gefahrpunkt der Wirtschaftlichkeit der Gußbetonfabrik besteht in dem Bedienungspersonal. Man muß sich doch immer vor Augen führen, daß ein Mann, auch wenn er nur einen Teil der Anlage bedient, den Ersatz bildet für eine mehrfache Anzahl früher aufgewendeter individueller Arbeitskräfte. Ein von ihm gemachter Fehler wird also soviel mehr wiegen, als durch ihn Arbeiter erspart werden.

Für Personal und Arbeiter bildet die Gußbetonanlage eine Neuerung, die je nach der Weite des geistigen Horizonts und der Summe der vorhandenen Bauerfahrungen Schwierigkeiten begegnet. Der normale Tiefbauarbeiter steht geistig unter den gesamten deutschen Arbeitern mit am tiefsten. Er ist demzufolge wenig geeignet zur Bedienung derartig mechanischer Anlagen. Die Einarbeitung erfolgt sehr langsam und eine Instruktion muß der anderen an der betreffenden Verwendungsstelle der Leute während ihrer Arbeit folgen, ohne innerhalb kurzer Zeit erhebliche Verbesserungen in den Leistungen oder ein dauerndes Befolgen der neuen Vorschriften zu erzielen. Darum ist die weitgehendste Ausschaltung des Individuums durch weitere Mechanisierung der Anlage anzustreben. Als Bedienungspersonal wähle man nur gelernte Arbeiter, wie Zementarbeiter und Schlosser. Vor allem ist es aber notwendig, daß die betreffende Unternehmerfirma sich einen Stamm von derartigen Gußbetonarbeitern erzieht, die alsdann auf die betreffenden Baustellen verschickt werden. Da von ihnen die Zahl der gefertigten Betonmischungen, falls sie zur Bedienung der Anlage herangezogen werden, zum größten Teil mit abhängt, sind sie für die über eine bestimmte Anzahl innerhalb 8 Stunden geleisteten Kubikmeter Beton durch Prämien oder Akkord zu interessieren.

Im großen und ganzen hängt die Einschulung des Personals von der Tüchtigkeit und Umsicht des Bauleiters ab. Kümmert sich dieser in der ersten Zeit intensiv um den Betrieb und hilft durch Instruktion und schriftliche Anweisung nach, dann sind tüchtige, erfahrene Bauführer bald auf das Wesen des Gußbetons eingespielt.

III 2 a.

Wie in Amerika, so sind auch in Deutschland für das Gußbetonverfahren Gießtürme zur Verwendung gelangt. Das Betonmaterial wurde in Amerika entweder am Fuß des Turmes gemischt und dann hochgezogen oder direkt oben im Turm erst verarbeitet, um von hier aus vermöge der Schwerkraft in den Rinnen an seine Verwendungsstelle zu gelangen. In Deutschland ist bislang erst nur das letztere Verfahren angewendet worden, zumal man im anderen Fall ein Entmischen des fertigen Materials befürchtete. Ich kann jedoch hierin keine Gefahr erblicken und glaube vielmehr, daß alsdann auch höhere Leistungen erzielt werden würden. Außerdem käme das lästige Hochdrücken des Wassers zu den oben im Turm befindlichen Betonmaschinen in Fortfall, wodurch die Möglichkeit auftretender Störungen wiederum vermindert würde.

Als Material für die Gießtürme kommt entweder Holz oder Eisen in Betracht. Beide Baustoffe haben ihre Vor- und Nachteile, jedoch ziehe ich für Türme höher als 30 m auf jeden Fall nach meinen bisherigen Erfahrungen die Eisenkonstruktion als betriebssicherer vor. Einmal kann man bei den hölzernen Türmen nie das erhebliche Arbeiten des Holzes verhindern, das mit größerer Höhe bzw. Länge der Türme immer unangenehm sich bemerkbar macht, andererseits hat es nie die starre Festigkeit wie das Eisen. Da nun in den Türmen die Fahrstühle und selbsttätigen Aufzüge laufen, so liegt es klar auf der Hand, daß durch Verbiegen oder Verdrehen des Turmes in der Lagerung der Seilrollen, der Seilführung, der Führungsschienen für die Fahrstühle und Aufzüge Hemmungen auftreten können, die zu Störungen des Betriebes führen. Es liegt klar auf der Hand, daß diese Möglichkeiten mit wachsender Höhe des Turmes in erheblichem Maße zunehmen.

Andererseits haben die Holzkonstruktionen in ihrer leichteren Handhabung, jederzeitigen Herstellung sogar auf der Baustelle auch Vorteile, die für niedrigere Türme zu ihrer Anwendung raten.

Auf welche Einheit man die Kantenlängen des Grundrisses des Turmes zurückführt, hängt ab von der Art der Betonmischung im oder am Fuß des Turmes, von der Art der Betonmaschinen und Größe und Anordnung der Aufzüge. Die Etagenhöhen der Türme wähle man gleichfalls in einheitlicher Länge, um eine durchgehende Normalisierung zu erhalten, die für die Reparaturen durch Auswechseln untereinander, für die Verwendungsmöglichkeiten durch Aufbau mehrerer Türme aufeinander, für die leichtere Bestellung und Anfertigung die größten Vorteile mit sich bringen.

Zu verwerfen ist, den Betonbetrieb auf eine einzige Anlage zusammenzuführen, weil bei auftretenden Störungen alsdann der gesamte Betrieb lahmgelegt wird. Man halte sich immer vor Augen, daß bei einer Schichtstärke von 30 Arbeitskräften eine Störung von ½ Stunde gleich 15 verlorene Arbeitsstunden ausmacht. Ferner wird eine einzige Anlage leicht in der Höhe zu groß, wodurch die Zuführung des Materials und des Wassers immer schwieriger und die Rinnenführung bei beweglichem Rinnensystem zu unhandlich wird. Fordern die Bauverhältnisse trotzdem eine zentrale Anlage, dann nehme man einen derartig

großem Turmquerschnitt, daß mindestens doppelte Aufzüge und Reservebetonmaschinen jederzeit die Störungen der arbeitenden Anlage aufnehmen können.

In welcher Art man die Gießtürme anwendet, hängt ab von dem Charakter des Bauwerkes, ob Hoch- oder Tiefbau, ob geringe oder große Betonmassen auf einen verhältnismäßig kleinen Raum oder über eine größere Grundfläche verteilt werden müssen, ob ferner das Bauwerk zum größeren Teil über oder unter der Geländehöhe liegt. Man ersieht aus diesen Fällen schon, daß allgemeine Regeln nicht aufgestellt werden können, daß man vielmehr sogar durch die Verhältnisse gezwungen wird, von Türmen abzusehen und den Gußbeton direkt von fahrbaren Betonmaschinen in die Schalungen zu gießen oder mittels Kabelkränen den Gußbeton an die Verwendungsstellen zu befördern. Mehrere fahrbare oder kleine feste Gießtürme, die an eine gemeinsame Förderbrücke für die Materialzufuhr angeschlossen und über die Baustelle zweckmäßig verteilt sind, können eine größere Beweglichkeit und Betriebssicherheit der Anlage gewährleisten. Sie können auch, da sie gleichzeitig in Betrieb genommen werden können, eine größere Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit darstellen als eine zentrale Anlage.

Es kommt alsdann noch hinzu, daß die Schalungsarbeiten gerade beim Gußbeton für die einzelnen Bauwerksteile einen erheblichen Zeitaufwand erfordern, und daß demzufolge der Betonbetrieb sprunghaft von einer zur anderen inzwischen fertig vorbereiteten Stelle übergehen muß.

III 2 b.

Wie schon oben erwähnt, fließt der Beton in einem Rinnensystem der Verarbeitungsstelle zu. Um den Verlauf des Betonstromes und die auftretenden Rinnenverstopfungen verfolgen zu können, ist auf jeden Fall der offene und nicht der geschlossene Rinnenquerschnitt vorzuziehen. Die Rinnen bestehen aus 2 mm starken Blechen, die an Winkeleisen angenietet sind. Über das Durchschleißen der Rinnenbleche durch den Betonstrom sind frühzeitig Erfahrungen zu sammeln. Die Lebensdauer der Bleche schwankt zwischen 7000—15000 m³. Die Hauptgefahrstellen liegen an den Brechpunkten des Betonstromes und an den hervorragenden Stellen in den Rinnen. Es sind daher für die Nietung der Bleche versenkte Nieten zu verwenden und an den Rinnenköpfen Schutzbleche anzuordnen.

Wenn auch lange Rinnenstücke wegen der Einschränkung der Zahl der Verbindungsstücke vorteilhaft sind, so liegt bei großen Längen die Gefahr der Ausknickung vor, wenn der Betonstrom ungleichmäßig die Rinnen entlangläuft. Zu schwer können die Rinnen auch nicht konstruiert werden, da alsdann ihr Gewicht an den Rinnenkränen oder Tragseilen derartig groß wird, daß die Derricks das Gewicht nicht halten, sobald Rinnenverstopfungen noch hinzutreten. Werden die Rinnen an Tragseilen aufgehängt, dann muß alsdann dieses auch entsprechend stärker gewählt werden. Dieses ganze Gewicht kommt alsdann auf die Spitze des Turmes, wo die Tragseile und Rückverankerungseile zusammenlaufen, zu wirken, dessen Komponenten ganz erhebliche horizontale und vertikale Kräfte auf die Turmkonstruktion ausüben. Abscheren von Nieten an der Spitzenverankerung, ein Vornüberneigen des Turmes nach der Gießrinnenrichtung können die Folge sein.

Die leichtere Rinnenkonstruktion kann man gegen seitliche und senkrechte Ausknickung durch horizontale und vertikale Verspannungen verstärken. 6—8 m lange Rinnen haben sich bislang für das bewegliche Rinnensystem am zweckmäßigsten bewährt.

Die Aufhängung der Rinnen erfolgt vermittels Drahtseilen von 12—14 mm Dmr an den Rinnentragseilen oder an den Rinnenhaltekränen, deren gebräuchlichste Art die Derricks sind, die entweder auf den Schalungsgerüsten oder eigens dafür aufgerichteten Gerüsten aufgebaut werden, je nach Höhe der Rinnenlage. Das erste Rinnenstück wird zweckmäßigerweise am Gießturm drehbar befestigt, an das alsdann die anderen Rinnenstücke sich anschließen.

Als die zweckmäßigste Art hat sich die Aufhängung der Rinnen an den Rinnentragseilen erwiesen. Und zwar kann man bei Aufstellung des Turmes gleich in die für die Reichweite des Turmes in Betracht kommenden Hauptgießrichtungen die Rinnentragseile mit ihren Rückverankerungen aufspannen. Das Hochziehen der Rinnen geschieht mittels Bauwinden und Tragrollen, die entweder auf dem Tragseil entlanglaufen oder mittels Klemmschrauben an den bestimmten Rinnenentfernungsstellen am Tragseil befestigt werden.

Die Hauptverstopfungsgefahr liegt bei den Rinnenverbindungsstücken, den Rinnenköpfen und -drehköpfen, da hier das Material in seiner Fließrichtung unterbrochen wird und demzufolge eine Geschwindigkeitsverminderung erfährt. Der Durchflußquerschnitt der Köpfe ist daher auf das Doppelte der Rinnen zu bemessen.

Eine zu große Rinnenentfernung bei dem beweglichen Rinnensystem soll man nicht wählen, da einmal das Rinnenumhängen eine ganze Anzahl Arbeitskräfte bindet und andererseits bei Rinnenverstopfungen das Freimachen der Rinnen zeitraubend und umständlich ist.

Die Rinnenneigung soll nicht unter 25° zur Wagerechten gehen, da alsdann das Fließen des Betons nur durch größeren Wasserzusatz erreicht werden kann, was auf jeden Fall zu vermeiden ist. Die stärkste Neigung ist wohl mit 35° erreicht. Bei den steileren Rinnenneigungen hat sich eine Brechung oder Bremsung des Betonstromes durch Einbau von Bremsklappen in den Rinnen als zweckmäßig erwiesen, um einer Entmischung des Materials vorzubeugen.

Ein eigenes Gewicht ist auf den Ausfluß der Rinne über der Verarbeitungsstelle zu legen. Zu fordern ist vor allem eine leichte Handhabung der Rinne. Von den Fliegerrinnen halte ich nicht viel, da sie nur im leeren Zustand ausbalanziert sind und daher beim Gießen trotzdem nach vorne kippen, so daß das Schwenken der Rinne während des Gießens für die Arbeiter gleich schwer wird. Außerdem kann das weitauskragende Gegengewicht des Fliegers die Bauarbeiten behindern, bzw. kann er nur angewendet werden, wenn die Betonierungsgrundfläche genügend groß ist, so daß der Flieger entweder innerhalb der Schalungswände geschwenkt werden kann oder aber die Ausflußmündung der Rinne über der Schalungsoberkante liegt, was aber nur möglich ist, wenn die Fallhöhe sich nicht über 2—3 m bewegt.

Eine andere Möglichkeit der Schwenkbarkeit des letzten Rinnenstückes besteht in der Anwendung eines fahrbaren hölzernen Kranauslegers, der auf einem Drehschemel gelagert ist, damit er nach allen Seiten bewegt werden kann und auf den die Rinne montiert ist. Seine Anwendung beschränkt sich hauptsächlich auf die Fälle, wo die Schalung mit der angrenzenden Geländefläche oder Betonschicht in einer Höhe liegt. In aufgehenden Betonblöcken kann eine Teilung der Rinne durch Hosenstücke vorgenommen werden, an dessen Enden sich lange Rinnenstücke anschließen. Eine andere Möglichkeit besteht in dem Spannen eines Tragseiles über der Schalung, an dem mit Hilfe eines Seilklobens die Rinne aufgehängt und bewegt werden kann. Als letzte Ausflußenden der Rinnen verwende man kurze hölzerne Rinnen, welche an die eisernen Rinnen mittels Drehkopf schwenkbar befestigt sind und von den Arbeitern mit Stricken hin- und herbewegt werden können. Es ist also ersichtlich, daß die letzten eisernen, beweglichen Rinnen die Hauptbetonierungsfläche bestreichen müssen, während der übrige Teil von den Holzrinnen übernommen wird.

Zu bemerken wäre hier noch, daß Rinnenverstopfungen leicht durch zu große Steine im Grobkies eintreten können, sie sind daher auszusuchen oder über den Kiesbunkern durch grobmaschige Gitter abzufangen.

Strittig ist noch die Frage der Fallhöhe des Betons. Sie kann sich meiner Ansicht nach aber ruhig und unbeschadet bis zu 2—3 m Höhe bewegen, ohne daß Nachteile für den Beton dadurch entstehen.

III 2 c.

Es liegt auf der Hand, daß bei einer derartig mechanischen Betonfabrik die Zuteilung der einzelnen Mischstoffe auch möglichst vereinfacht wird, damit Leute erspart werden und das schnelle reibungslose Zusammenarbeiten gewährleistet bleibt. Grob- und Feinkies, Zement, Traß, Sand und andere Mischstoffe werden in großen Reservebunkern dauernd ein- und nachgefüllt und aus ihnen durch Schieber und Meßkästen die einzelnen in Frage kommenden Raumteile abgemessen, um zusammen dem Gefäß, das die fertigen Mischstoffe der Betonmaschine zuführt, zugeleitet zu werden. Da auch hier Störungen auftreten können, ist die Forderung selbstverständlich, daß eine Reserveabmeßanlage aufgebaut wird. Ihre Konstruktion muß so einfach wie möglich sein. Präzisionsarbeit ist hier wenig am Platze, da die gesamten Teile durch die feinen Zement- und Traßteilchen einem ganz erheblichen Verschmutzungsprozeß unterworfen sind, zumal diese auch in die kleinsten Ritzen und Poren unweigerlich eindringen.

Die Abmeßgefäße müssen einmal leicht zugänglich sein, um Verunreinigungen zu entfernen und um eine Verkleinerung oder Vergrößerung derselben bei Änderung des Mischungsverhältnisses leicht vornehmen zu können. Andererseits sollen die Abmeßgefäße dem Bedienungsmann offen vor Augen liegen, damit er feststellen kann, ob die Meßgefäße auch tatsächlich richtig gefüllt sind.

Auch die Schieber sind so einfach wie möglich zu gestalten. Es können Rollen- und Jalousieschieber zur Anwendung kommen. Um ihre Bedienung zu vereinfachen, sind möglichst die Hebel zwangläufig zu kuppeln; auf diese Weise wird auch das versehentliche Ausschalten eines Bindemittels durch den Bedienungsmann verhindert.

Zu erwägen ist noch, bei der Anlage mehrerer Gießtürme, die über das Bauwerk verteilt sind, die einzelnen Abmeßanlagen von den Gießtürmen zu trennen und sie möglichst den Lagerplätzen der Mischstoffe am günstigsten aufzustellen. Sie kann alsdann entsprechend ausgebaut werden, so daß sie mit einer Reserveanlage die größte Leistungsfähigkeit besitzt. Von hier aus wird alsdann das trocken fertig verteilte Mischgut in Zügen an die Türme verfahren. Es kann auf diese Weise erheblich an Zufahrtsbrücken gespart werden. Um ein gründliches Durcheinandermischen zu erzielen, kann in der Betonabmeßanlage das Material außerdem noch durch Mischtrommeln durchgeführt werden.

III 2 d.

Das trockene Mischmaterial wird alsdann in Loren in Fahrstühlen oder in selbsttätig sich entleerenden und schließenden Aufzügen den oben im Turm angeordneten Betonmaschinen zugeführt. Das Hochziehen erfolgt mittels elektrisch angetriebenen doppelten Aufzugwinden, die im Betrieb die größte Zuverlässigkeit aufweisen müssen. Selbsttätig wirkende Bremsen sind vorzusehen, um beim Versagen der Hebelbremsen oder Unachtsamkeit der Bedienungsmannschaft ein Abstürzen der Aufzüge und damit ein starkes Inanspruchnehmen der Turmgerüste zu vermeiden. Die Drahtseile müssen sehr schmiegsam sein und über möglichst große Rollen geführt werden, da sie sonst einem erheblichen Verschleiß unterliegen und alsdann die Gefahr des Reißens der Seile zur Tat wird. Die Rollenführungen unten und oben am Turm sind so fest zu lagern, daß sie Verschiebungen nicht ausgesetzt sind. Ein Gefahrpunkt, der bei den hölzernen Turmgerüsten nur schwer zu überwinden ist. Welche Kräfte durch Klemmungen der Seilführung, der Fahrstühle usw. eintreten können, die die Winde bei Unachtsamkeit des Führers zu überwinden sucht, geht daraus hervor, daß ein $^{18}/_{23}$ Holz, an der eine Seilrolle befestigt war, glatt durchgerissen wurde. Die Stellung der Aufzugwinde muß also so gewählt werden, daß der Führer den Verlauf der Seilführung und den Fahrstuhlschacht vom Bedienungsstand einwandfrei überblicken kann. Zwischen Fahrstuhlbedienung unten und oben im Turm und Windenführer muß eine optische oder akustische Verbindung bestehen, damit der Zeitpunkt des Hochziehens oder Herablassens der Fahrstühle eindeutig festgelegt ist, anderenfalls ist das Eintreten von Unglücksfällen fast unvermeidlich. Bei Einrichten von Nachtschichten ist der Fahrstuhlschacht zu erleuchten.

Werden die Betonmaschinen oben im Turm angeordnet, und genügt der vorhandene Wasserdruck zur Hochführung des Wassers nicht, so müssen besondere Pumpen aufgestellt werden. Um Störungen in der Zufuhr aufzufangen, ist einmal ein großer Reservetank unter ihnen anzubringen, der mindestens den Wasserbedarf für 1 Betriebstag faßt, ferner ein kleinerer Reservebehälter von etwa 2 m³ über den Betonmaschinen. Vorteilhaft ist es, wenn die elektrisch angetriebene Pumpe sich selbsttätig bei vollem und leerem Tank aus- und einschaltet.

Unangenehme Zeitaufenthalte können bei Frost durch Einfrieren der Leitungen entstehen, sobald der Betonbetrieb unterbrochen wird. Will man nicht zu dem teuren und nicht gerade sehr einfachen Isolieren der Leitungen im Turm greifen, dann entleere man die Leitungen durch Einbau von Abzapfhähnen an den tiefsten Punkten des Leitungssystems.

III 2 e.

Die Betonmaschinen werden entweder nur oben im Turm oder auch in mehreren verschieden hohen Etagen eingebaut, um für die näher und tiefer liegenden Bauwerksteile nicht unnütze Höhen mit dem Beton bei der Zufuhr im Turm zu durchfahren, und um immer die kürzeste Rinnenlänge und günstigste Rinnenneigung ausnutzen zu können. Um auch eintretende Störungen in der Materialzufuhr von den Betonmaschinen abzufangen, ist es zweckmäßig, über ihnen Reservebunker aufzustellen, in die die Aufzüge das trocken gemischte Material entleeren. Der Bunker muß alsdann in soviel Teile unterteilt werden, wie das Fassungsvermögen der Betonmaschinen groß ist. Beträgt der Inhalt der Aufzugsgefäße beispielsweise 1800 l und fassen die Betonmaschinen 450 l, dann ist eine vierfache Teilung vorzunehmen. Da nun oft das Kiesmaterial von der Witterung durchnäßt ist, so besteht die Gefahr der Zusammenballung im Bunker, wenn die Verengung zu den unten liegenden Abzapfschiebern zu groß und die Seitenwände eine zu flache Neigung erhalten. Dieser Übelstand des Zusammenballens des Mischgutes beim Einkippen verhindert meiner Ansicht nach auch die Anlage größerer Reservebunker über den Betonmaschinen, aus denen alsdann das trocken gemischte Material mittels Meßgefäßen abgezapft wird.

Wird der Beton aus den Mischmaschinen direkt in das Rinnensystem geleitet, dann kommen nur kontinuierliche Mischer in Frage, damit ein möglichst gleichmäßiger und nicht stoßweiser Betonstrom wegen der unangenehmen Rinnenverstopfungen gewährleistet bleibt. Werden Mischmaschinen mit stoßweiser Abgabe verwendet, dann ist zwischen ihnen und dem Rinnensystem ein Vorfülltrichter einzubauen, in den sich der Betonstrom ergießt und deren untere Öffnung kleiner sein muß als der Rinnenquerschnitt und eine Verschlußklappe zu erhalten hat, damit bei Rinnenverstopfungen der Betonstrom abgedrosselt werden kann, um unnötige Materialverluste zu vermeiden.

III 2 f.

Nachdem nunmehr die einzelnen Teile der Gußbetonfabrik in ihrer Anlage näher erläutert sind, ist noch ein Wort über ihr Zusammenwirken zu sagen, da erst das reibungslose Ineinandergreifen vollgültige Leistungen ergibt. Wie schon eingangs erwähnt, fällt eine mangelhafte Arbeitsweise auch nur irgend einer Stelle infolge der von ihr zu speisenden Arbeitskräfte ganz ungemein ins Gewicht.

Nehmen wir ein Zahlenbeispiel:

Jede Betonmaschine im Turm verarbeitet eine Mischung von 900 l in rd 3 min, d. h. nach dieser Zeit ist das Material vollständig aus der Trommel in die Rinne abgegeben. In einer Stunde sind also 20 Mischungen zu 900 l zu erreichen = 18 m³. In 8 Stunden also 144 m³ loses Material, die etwa 100 m³ fertigen Beton in der Schalung ergeben.

Die Aufzüge müssen also jeweils innerhalb 3 Minuten jeder Betonmaschine eine Vollmischung ihren Bunkern zuführen. In dieser Zeit muß das Material unten in den Aufzug eingefüllt, hochgefahren und abgegeben sein. Verwendet man beim Antrieb der Aufzugwinden Vorgelege, dann hat man es in der Hand, durch Einbau größerer oder kleinerer Riemenscheiben die Aufzugsgeschwindigkeit den Anforderungen des Baubetriebes anzupassen, solange nicht die Tourenzahl der Winde erreicht ist.

Für das Mischen der 900 l trockenen Materials stehen jeweils bei nur einer Abmeßanlage 1½ Minuten zur Verfügung, in denen Traß, Zement, Grob- und Feinkies und gegebenenfalls auch Steinmehl oder Sand aus den Bunkern abgezapft und abgemessen werden müssen.

Die Materialzufuhr für eine Stundenleistung von 20 Mischungen zu 900 l muß entweder von Hand oder durch mechanische Fördereinrichtungen bewältigt werden.

Man erkennt an Hand dieser Beispiele schon, wie an der Anlage Zahn um Zahn ineinandergreift, und daß es sehr zweckmäßig ist, wenn vor dem Entwurf und Aufbau der Anlage derartige Untersuchungen angestellt werden, die einmal eine spätere Kontrolle bilden und andererseits die peinlichste Beobachtung der Anlage veranlassen.

III 3.

Der Unterschied in der Schalungsherstellung und -aufstellung zwischen Guß- und Stampfbeton liegt in der stärkeren Konstruktion der Schalungshölzer und der fertigen Aufstellung der Schalung für ganze Bauwerkteile oder aber für größere Betonhöhen. Je nach Größe der Grundfläche schwankt die Schichthöhe zwischen 2—4 m oder bei Säulen noch höher. Schwierig ist es naturgemäß, den ausübenden Seitendruck des flüssigen Betons richtig anzunehmen, zumal ein Unterschied in der Dauer der Abbindezeit besteht während Sommer und Winter und zwischen Portland- und Hochofenzement. Bei gutem Portlandzement und Grundflächen von 80—100 $m^2$ des zu gießenden Bauwerkteiles beträgt die Schichthöhe 2—3 m bei einer Betonierungsleistung von 240 $m^3$ innerhalb 3 Schichten. Zu beachten ist jedoch, daß Portlandzement bereits nach 3—10 Stunden konsistentere Formen annimmt und demzufolge die unteren zuerst gegossenen Schichten bereits geringeren Druck auf die Seitenwände ausüben. Die Erfahrung hatte gezeigt, daß man mit 2 m Druckhöhe für den Beton auskam und danach die Schalungsrippenhölzer und -querbalken dimensionierte. Der Seitendruck wurde errechnet nach der vereinfachten Franziusschen Erddrucktabelle unter Annahme von nassem Sand mit Ea = ³/₄ Wasserdruck. Günstiger gestalten sich die Verhältnisse noch, wenn in Abständen von 2—3 m Queranker aus Rundeisen die gegenseitigen Schalungswände verbinden.

Ganz anders wurden jedoch die Druckverhältnisse, als die Zementart gewechselt und statt Portland- der Hochofenzement verwendet wurde. Hier stellte es sich heraus, daß bei gleichen Grundflächen die unteren Schichten nach zwei Tagen noch absolut flüssig waren, so daß sogar die neuen Arbeitsschichten noch ihren Druck auf die darunter liegenden Massen mit verstärktem Druck auf die Schalung weitergaben, so daß ein Ausweichen derselben eintrat.

Bei Berechnung der Schalungshölzer ist also Rücksicht zu nehmen auf:

1. die Querschnittsgröße der Bauwerksteile. Um Einheitlichkeit in der Schalung zu erhalten, sind sie möglichst gleichmäßig groß zu nehmen;
2. die Zementart. Portlandzement läßt leichtere Schalung zu als Hochofenzement. Da aber auch die Portlandzemente verschiedene Abbindezeiten haben, sind vorher Versuche zu machen;
3. die Schichthöhe. Der Querschnitt des Bauwerkteiles und die Leistungen der Betonmaschinen ergeben die auf die Schalung wirkende Schichthöhe. Da die Schalungshölzer nicht zu unhandliche Dimensionen annehmen sollten, ist der Schichthöhe eine Grenze zu setzen;
4. die Verankerung und Absteifung. Die durch den Bauwerksteil gehenden Querverankerungen sind der Ringverankerung vorzuziehen. Verstärkte äußere Absteifung unterstützt die Schalung wesentlich.

Um die Schalbretter gegen Beschädigung durch anhaftenden Beton zu schützen, ist das beiderseitige Hobeln der Bretter anzustreben. Ist eine Seite abgebraucht, dann werden die Platten auseinander genommen und die Rückseite für die Schalungsflächen verwendet. Da der Gußbeton in höheren Schichten gegossen wird, können die einzelnen Schalungsplatten in viel größerem Ausmaß hergestellt werden, so daß sich dadurch die Einschalungsarbeiten vereinfachen lassen. Bretter mit Nut und Feder versehen halte ich nicht für notwendig. Ich halte bei ihnen sogar die Gefahr der welligen Oberfläche nach Durchtränkung mit Wasser für gegeben. Andererseits ist wegen der fertigen Aufstellung ganzer Schalungsblöcke viel mehr Zeit für die Aufstellungsarbeit notwendig als beim Stampfbeton, wo mehr oder weniger immer nur von Schicht zu Schicht oder von Tag zu Tag neu eingeschalt wird, während beim Gußbeton eine fertig hergerichtete Schalung oft für eine ganze Woche Betonierungsarbeit reicht. Um auch hier die Arbeiten zu vereinfachen, sind die Gerüste, die zum Halten und Absteifen der Schalungstafeln dienen, fahrbar einzurichten, damit das Abreißen und Aufbauen dieser großen räumlichen Fachwerke vermieden wird. Eine Normalisierung der Hölzer ist auch hier durchzuführen. Sie kann noch weitgehender gestaltet werden, wenn man das gesamte Bauwerk möglichst gleichmäßig unterteilt.

III 4.

Welche Anordnungen sind nun beim Gußbeton vor und während des Gießens vorzunehmen?

1. Die Schalung ist auf ihre Dichtigkeit zu prüfen. Kleinere Fugen sind zu belassen, größere durch Ton oder Gips zu verschmieren. Absteifung und Verankerung ist auf ihre Steifigkeit zu untersuchen, damit ein späteres beim Gießen auftretendes Nachgeben der Schalung unterbleibt, wodurch sonst unangenehme Absätze an den Außenwänden auftreten können. Scharfe Ecken und Kanten vermeide man durch Aufnageln von Dreieckleisten. Im Sommer nässe man die Schalungswände einige Stunden vorher, damit sich die Fugen verengen.

2. Ist bereits vorher eine Schicht gegossen, dann ist diese sauber abzukehren und vor allem die sich beim Gießen bildende, sogenannte Zement- und Traßseife zu beseitigen, da sie sonst das satte Anhaften der einzelnen Schichten ganz oder teilweise verhindert. Ich halte die künstliche Verzahnung durch Eindrücken von Steinen, Rundeisenstücken usw. für nicht so wertvoll wie gerade das tüchtige Aufrauhen mit der Spitzhacke. Je mehr kleine Unebenheiten in der Oberfläche sind und je besser die Seife entfernt wird, so daß der eigentliche Betonkörper nackt zutage tritt, um so besser wird das Material aneinanderhaften und ein späteres Abheben oder Loslösen der Schichten voneinander verhindern.

3. Das fertig montierte Rinnensystem soll die richtige Neigung zwischen 25 und 35° besitzen und sein Auslauf leicht schwenkbar sein.

4. Während des Gießens ist darauf zu achten, daß Steinnester verhütet werden. Dieses kann einmal geschehen, daß bei zu steiler Neigung der Endrinnen Bremsen eingebaut werden, die den konsistenten Betonstrom gewährleisten; andererseits ist der Beton nicht zu trocken zu mischen. Ich stehe sogar auf dem Standpunkt, daß ein etwas nasseres Betonieren weniger schädlich ist als zu trocken. Ein volkstümlicher Ausdruck benennt den richtigen Beton mit: „er muß buttern".

Das gleichmäßige Verteilen des Betons erreicht man durch das Schwenken der Rinnen, damit eine übermäßig hohe Hügelbildung des Betons vermieden wird. Anzustreben ist, daß immer flüssiger Beton auf noch flüssigen Beton kommt. Es ist also die Grundfläche des Bauteils nicht über 100 $m^2$ zu wählen, oder aber es ist mit verstärkter Betonmaschinenzahl zu betonieren, da sonst das Prinzip des Gießens einer Arbeitsschicht aus einem Guß verlassen wird.

Mit der sogenannten Faustregel für den Gußbeton: „Der Beton ist gut, wenn der Arbeiter bis zu den Hacken oder der halben Wade einsinkt", ist aufzuräumen. Wie tief der Arbeiter in den unteren, bereits gegossenen Beton einsinkt, hängt ganz davon ab, wie groß die Grundfläche des zu gießenden Bauwerksteiles ist, und in welchem Umfange betoniert wird. Ist die Grundfläche klein, dann kann der Arbeiter bis zum Knie einsinken, ist sie dagegen groß und wird nicht verstärkt betoniert, dann wird er kaum bis über die Hacken einsinken. Mit der Güte des Betons hat das also nichts zu tun.

5. In die Bauzeichnungen sind die Arbeitsfugen vor Beginn der Ausführung, wie sie am zweckmäßigsten für das fertige Bauwerk und den Betonierungsvorgang liegen, einzuzeichnen. Diese Arbeitsfugen sind an den Schalungswänden kenntlich zu machen.

6. Außer der einen Rinnenführung zu dem im Guß befindlichen Bauwerksteil soll bereits das Rinnensystem für den nächsten Baublock fertiggestellt sein, damit eine Unterbrechung des Betonierens durch Umhängen der Rinnen nicht notwendig wird.

7. Die Eiseneinlagen müssen bereits vorher für die betreffende Arbeitsschicht fertig eingebaut sein, da ein späteres Einlegen während des Gießens ohne Störung des Betonbetriebes ausgeschlossen ist. Es sind daher teilweise Hilfskonstruktionen notwendig, um die Eiseneinlagen an den Schalungen aufzuhängen oder auf den Arbeitsschichten abzustützen.

Das gleiche gilt für Aussparungen, wie Schächte, Kanäle usw., deren Schalungen entweder auf Betonklötzen aufgestellt oder an der Seitenwandschalung aufgehängt, gut verspannt und wegen Auftriebs sicher abgestützt sein müssen.

III 5.

Wie verhält sich nun der in die Schalungen eingebrachte Gußbeton und welche Besonderheiten gegenüber dem Stampfbeton weist er auf?

Durch die größere Beigabe von Wasser in Höhe von etwa 10 vH hat der Mörtel die Fähigkeit, sich selbsttätig in alle größeren und kleineren Hohlräume einzuschmiegen. Tatsächlich haben auch Versuche ergeben, daß der Gußbeton eine weitaus größere Dichtigkeit hat als der Stampfbeton. Aus dem fertigen Bauwerk herausgehauene Würfel wurden zerschnitten und poliert und ihnen Proben von Betonsteinen, die in hölzernen Formen sorgfältig gestampft waren, gegenübergestellt. Man erkannte sofort, wie feinporig der Gußbeton und wie grobporig der Stampfbeton war. Aber auch ein anderes Ergebnis zeitigten noch diese Schleifproben. Während das Betonmaterial im Stampfbeton ganz unregelmäßig verteilt ist, weist der Gußbeton eine Regelmäßigkeit seiner Struktur auf, wie sie besser gar nicht sein kann. Die groben Bestandteile schwimmen förmlich jeder für sich in einem Mörtelbett.

Ich möchte anschließend hieran noch bemerken, daß endlich mit dem Vergleich der Güte und Härte der beiden Betonarten an Hand von sorgfältig hergestellten Würfelproben aufgehört wird. Denn wie der Beton tatsächlich draußen im fertigen Bauwerk sich verhält, darüber geben sie immer ein schiefes Bild, das auch bislang leider dazu beigetragen hat, dem Gußbeton so ungünstige Urteile einzutragen. Zu rechtfertigen ist einzig und allein nur der herausgestemmte Würfel aus dem fertigen Bauwerk an den verschiedensten Stellen, wie er also von den Arbeitskräften mit allen Fehlern hergestellt wird.

Die bislang bekannte Festigkeitskurve, nach der der Gußbeton bedeutend langsamer die Festigkeit des Stampfbetons erlangt, ist dahin abzuändern, daß sie weitaus näher an der Stampfbetonkurve liegt und sie auch viel früher erreicht.

Genau so wie der Gußbeton bei den Gatun-Schleusen des Panamakanals eine starke Hitzeerscheinung aufwies, die am ersten Tage mit etwa 90° Fahrenheit auf etwa 125° Fahrenheit nach etwa 5 Tagen stieg, um dann allmählich auf normale Temperatur innerhalb 6—8 Monaten herabzusinken, verhielt sich auch der Gußbeton bei der Schleuse in Geestemünde. Von etwa 20—25° am ersten Tag stieg er im Verlauf von 3 Tagen auf etwa 35°, um alsdann gleichfalls allmählich der Außentemperatur sich wieder zu nähern. Derartig starke Wärmeentwickelungen kannte man meines Wissens beim Stampfbeton nicht. Ich führe sie jedoch auf die im Gußbeton zum Abbinden in genügendem Maße aufgespeicherte Wassermenge zurück.

Wegen seiner engen Poren gibt der Gußbeton das Wasser ungleich schwerer ab als der Stampfbeton und behält auch demzufolge das ihm beim Betonieren zugeführte Wasser krampfhaft in sich geschlossen. Er hat daher auch die Möglichkeit, das für den Abbindeprozeß notwendige Wasser jederzeit aus sich heraus zu ergänzen. In das fertige Bauwerk nach etwa 3 bis 4 Wochen während der Sommerzeit hineingestemmte Löcher ergaben, daß in etwa 20—30 m Tiefe der Wassergehalt noch deutlich zu erkennen war. Das Nässen des Betons hat also hauptsächlich den Zweck, da das Wasser ja nur an der Oberfläche bleibt, das Auftreten kleinerer Oberflächenrisse zu verhindern. Für das Innere des Betons kommt die äußere Wasserbenetzung am fertigen Bauwerk nicht in Frage.

Rißbildungen am fertigen Bauwerk haben sich im großen Umfange nicht gezeigt. Größere Risse konnten einwandfrei auf Setzungen im Untergrund zurückgeführt werden. Die übrigen Risse gingen nicht in die Tiefe des Bauwerkes, sondern blieben an der Oberfläche. Sie sind meiner Ansicht nach zurückzuführen auf die Temperaturunterschiede und auf das raschere Austrocknen der Außenwände des Bauwerkes gegenüber den tiefer liegenden Teilen. Einfluß auf die Standsicherheit des Bauwerkes haben sie also nicht. Außerdem werden auch sie sofort beseitigt sein, wenn ihre Ursache einwandfrei festgelegt ist, und das wird sie wohl noch, bevor die Schleuse in Geestemünde fertiggestellt ist.

Wie früher schon erwähnt, bildet sich beim Gießen an der Oberfläche eine anfangs schaumartige Schicht, die aus Schmutz im Kies und Beimengungen von Traß und Zementteilchen besteht. Beim fertig gegossenen Baublock setzt sie sich alsdann als sogenannte Zementseife ab, die alsdann die Gefahr für das Nichtaneinanderhaften zweier Schichten bildet. Auf ihre restlose Entfernung kann gar nicht scharf genug geachtet werden.

III 6.

Der Kostenvergleich zwischen Guß- und Stampfbeton gestaltet sich nicht so einfach, wie es auf den ersten Blick aussieht. Ich kann mich auch nicht mit dem von Haves eingeschlagenen Verfahren einverstanden erklären. Dieser führt in seiner Schrift „Gußbeton" an, daß bei der Ausführung einfacher großer Bauten in Gußbeton gegenüber der Verwendung des Stampfbetons mit einer Lohnersparnis von allgemein 50 vH gerechnet werden kann, während bei der Ausführung schwieriger Bauten, wie z. B. bei größeren Wohnhäusern, Warenhäusern usw. mit einer Ersparnis von 35—40 vH gerechnet werden darf.

Stelle ich die bei der Herstellung von Guß- und Stampfbeton aufgewendeten Arbeitskräfte einander gegenüber, so komme ich zu folgender Vergleichsrechnung:

A. Stampfbeton.

| | | |
|---|---|---|
| 1. Materialzufuhr | 1 Vorarbeiter<br>10 Arbeiter | |
| 2. Materialeinführung | 7 | ,, |
| 3. Betonmaschinenbedienung | 2 | ,, |
| 4. Betonverfahren | 7 | ,, |
| 5. Betonstampfen | 1 Vorarbeiter<br>11 Arbeiter | |
| 6. elektrische Überwachung | 1 Monteur | |
| 7. Aufsicht | 1 Meister | |
| zusammen | 42 Arbeitskräfte | |

8. Betonierungsleistung in 8 h = 80 m³
9. Gesamtstundenzahl: $42 \times 8 = 336$ h
10. Der Lohnstundenaufwand für 1 m³ $= \frac{336}{80} = 4{,}2$ h.

B. Gußbeton.

| | | |
|---|---|---|
| 1. Materialzufuhr | 1 | Vorarbeiter |
| | 10 | Arbeiter |
| 2. Materialeinführung | 6 | ,, |
| 3. Betonmaschinenbedienung | 2 | ,, |
| 4. Betonverfahren | — | ,, |
| 5. Betonverteilen | 4 | ,, |
| 6. Elektrische Überwachung | 1 | Monteur |
| 7. Aufsicht | 1 | Meister |
| zusammen | 25 | Arbeitskräfte. |

Demnach Ersparnis an Arbeitskräften = 40 vH.

8. Betonierungsleistung in 8 h = 80 m³
9. Gesamtstundenzahl: 25 × 8 = 200 h
10. Der Lohnstundenaufwand für 1 m³ $= \frac{200}{8} = 2{,}5$ h.

Demnach ebenfalls eine „theoretische" Ersparnis um etwa 40 vH.

Rein theoretisch deckt sich also die Zahl der ersparten Löhne mit der von Haves angegebenen. Aber um den tatsächlichen Kostenvergleich zu erhalten — und das ist doch der Kernpunkt — muß die Gegenüberstellung der erforderlichen Vor- und Nebenarbeiten und der Schalungsarbeiten beim Stampf- und Gußbeton und die dabei aufgewendeten Material- und Lohnkosten erfolgen.

Beim Gußbeton heißt es, wie ich eingangs schon erwähnt habe, um einen bestimmten Prozentsatz an Löhnen im Betrieb zu ersparen, muß eine bestimmte Summe an Kosten aufgewendet werden. Wenn beispielsweise der Auf- und Abbau der Anlage 30 000 h erfordert und 60 000 m³ Beton sind zu leisten, dann wird demnach im voraus schon der Kubikmeter Gußbeton mit ½ h belastet. Ferner werden noch Materialien aufgewendet, die gleichfalls den Einheitspreis des Kubikmeter Beton mit einem bestimmten Satz belasten. Der Einwurf, daß beim Stampfbeton auch eine entsprechende Anzahl Lohnstunden zum Aufbau der Mischanlage aufgewendet werden müssen, stimmt nur insoweit, als sie bedeutend geringer sind. Als Ausgleich sind daher die teilweise beträchtlichen Materialkosten beim Gußbeton außer acht gelassen. Um den Betrag von 0,5 h ist also das im obigen Beispiel gefundene theoretische Ergebnis von 2,5 h zu erhöhen.

Ein anderer Faktor, der die theoretische Lohnstundenersparnis beim Gußbeton bedeutend herunterdrücken muß, sind die kostspieligeren und schwierigeren Schalungsarbeiten. Konstruktionshölzer, Verankerung und Absteifung müssen viel stärker dimensioniert werden. Also wiederum mehr Materialverbrauch und mehr Lohnstundenaufwand. Diese Arbeiten ergeben vorsichtig gerechnet einen Zuschlag von 20 vH der theoretisch gefundenen Leistung von 2,5 h, also 0,5 h/m³.

Die übrigen Neben- und Unterhaltungsarbeiten belasten den Kubikmeter Gußbeton mit einem Mehraufwand von 0,25 h.

Ich komme also abweichend von Haves und den anderen bisherigen Angaben zu dem Ergebnis von 2,5 + 0,5 + 0,5 + 0,25 = 3,75 h/m³ Gußbeton herzustellen gegenüber 4,2 h/m³ beim Stampfbeton. Demnach kann die erzielte Lohnstundenersparnis beim Gußbeton etwa 10 vH gegenüber dem Stampfbeton betragen.

Man wird meinem angeführten Beispiel entgegenhalten können, daß ich die Leistungen bei Stampf- und Gußbeton gleich hoch eingesetzt habe entgegen der bisherigen Meinung, daß auch die Gußbetonanlage leistungsfähiger sei. Die bisherigen Ergebnisse aber in Deutschland treten dem nicht bei, und man kann auch einen Teil der amerikanischen Leistungen, wenn man sie auf die Einheit, also die Mischmaschine, zurückführt, als nicht höhere angeben, als sie mit Stampfbeton zu erreichen wären. Außerdem muß man bedenken, daß man vorläufig in Deutschland noch nicht das amerikanische System des Hineinwerfens von Felsbrocken direkt in die Schalungen sich zu eigen gemacht hat. Gewiß gebe ich zu, daß späterhin, nachdem die Kinderkrankheiten vollends überwunden sind und System in das ganze Gußbetonverfahren gekommen ist, sich höhere Leistungen erzielen lassen. Ich betone diesen Punkt gerade, weil ich ein überzeugter Anhänger des Gußbetons bin und von seinem völligen Sieg über den Stampfbeton überzeugt bin. Man soll aber den Verhältnissen, wie sie jetzt noch liegen, klar ins Auge sehen, dann wird es nicht passieren, daß Enttäuschungen den Gußbetongedanken untergraben können.

III 7.

Fassen wir nunmehr die im vorstehenden mitgeteilten neuesten Ergebnisse des Gußbetonverfahrens in Deutschland zusammen, so kann man seine Vorteile nach zwei Seiten hin erkennen:

Technisch gebührt ihm der Vorzug vor dem Stampfbeton:

1. wegen seiner vorzüglichen einheitlichen Struktur,
2. wegen seiner größeren Dichtigkeit,
3. wegen seines technisch besseren Herstellungsprozesses,
4. wegen seiner fast ebenbürtigen Festigkeit,
5. wegen seiner geringen Zahl an Arbeitsschichten.

Volkswirtschaftlich ist er zu fordern:

1. wegen seiner auf keinen Fall teuereren Herstellungsweise, aber besseren Güte; die mit ihm hergestellten Bauwerke werden voraussichtlich größere Lebensdauer und geringere Unterhaltungskosten haben. Die dadurch frei werdenden Kapitalien könnten alsdann anderweitig Werte erzeugend angelegt werden;
2. wegen seiner in erhöhtem Maße aufzwingenden Arbeitsteilung. Das Taylorsystem findet beim Gußbeton viel höhere und bessere Anwendung. Also auch hier volkswirtschaftlich besser durchdachte Arbeit.

IV.

Die bisher in Deutschland hergestellten Bauten haben also in jeder Hinsicht den Beweis erbracht, daß der Gußbeton ein dem Stampfbeton in vieler Beziehung überlegenerer besserer Kunststein ist. Was bislang gegen ihn vorgebracht ist, haben die Tatsachen während der Bauausführungen und an den fertigen Bauwerken widerlegt, und es ist daher mit Recht immer und immer wieder die Forderung zu erheben, daß sowohl Behörden wie Privatkapital und Unternehmer sich des Gußbetons in vollem Umfange annehmen.

Der Anfang ist gemacht und hat gezeigt, daß die auftretenden Schwierigkeiten nicht derartig sind, daß sie nicht überwunden werden können. Wie verschiedene Unternehmerfirmen bereits den Schritt zum Gußbeton in richtiger Erkenntnis und Einschätzung seines Wertes gemacht haben, so müssen und sollten die übrigen folgen. Je mehr Gußbetonbauten hergestellt werden, je mehr von den verschiedensten Stellen aus bei der praktischen Bauausführung theoretische und praktische Erfahrungen gesammelt werden, desto eher werden sie die bisherigen Ergebnisse ausbauen und das Verfahren vervollkommnen können.

Deutscher Tüchtigkeit und Gründlichkeit wird genau so wie auf anderen Gebieten die Aufgabe zufallen, innerhalb kurzer Zeit den amerikanischen Vorsprung wettzumachen und das von den Amerikanern übernommene System auf das weitgehendste zu verbessern.

Den Behörden gibt neben früheren anderen Beispielen der von der preußischen Bauverwaltung in Geestemünde vorgenommene Schritt Sicherheit genug, daß es kein Risiko mehr bedeutet, den Gußbeton für alle Bauwerke zuzulassen.

---

# MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Berlin NW 7, Sommerstr. 4a.

## Bericht der Außerordentlichen Mitgliederversammlung 1923.

Am 28. Februar d. J. fand im großen Saale des Vereins Deutscher Ingenieure, Berlin, eine außerordentliche Mitgliederversammlung der Gesellschaft statt. Die Versammlung war einberufen worden, weil dringend über wichtige Fragen Beschlüsse gefaßt werden mußten, bei denen die Mitwirkung der Mitglieder erforderlich wurde.

Mit kurzen einleitenden Worten eröffnet der erste Vorsitzende die Versammlung, begrüßt die Anwesenden und dankt ihnen für ihr Erscheinen. Eingedenk des Ernstes der gegenwärtigen Zeit habe der Vorstand es bisher vermieden, die Mitglieder zu kostspieligen Reisen zu veranlassen; er habe, soweit es ging, die ganze Last allein auf sich genommen, in der Hoffnung, daß doch einmal eine Besserung eintreten werde.

Die Entwicklung in den letzten Wochen habe ihn aber gezwungen, die Mitglieder nun doch zu einer Versammlung zusammenzurufen, um mit ihnen gemeinsam über die Zukunft der Gesellschaft zu Rate zu gehen. Der Entschluß sei ihm schwer gefallen. Die Gesellschaft habe aber ihre Lebensfähigkeit auch über diese schwere Zeit hinaus bewiesen, und es müsse alles getan werden, um sie weiterhin zu erhalten.

Bevor zu den weiteren Verhandlungen übergegangen werde, möchte er nicht unterlassen, den Vorstandsmitgliedern, in Sonderheit denen, die in den letzten schweren Monaten ihm durch Rat und Tat in überaus hilfreicher Weise zur Seite gestanden haben, seinen herzlichen Dank auszusprechen, den gleichen Dank auch dem Verein Deutscher Ingenieure, der uns stets seine Unterstützung hat angedeihen lassen und in Zukunft in noch höherem Maße uns zu helfen sich bereit erklärt habe.

Die Verhandlungen begannen mit dem Verlesen des Tätigkeitsberichtes. (Vgl. Heft 8 dieser Zeitschrift.)

Dem Tätigkeitsbericht folgt der Bericht über die finanzielle Entwicklung und deren augenblicklichen Stand.

Die Einnahmen im letzten Geschäftsjahre (1. Okt. 21 bis 31. Dez. 22) betrugen M 289 225,82. Diese setzen sich zusammen aus:

| | |
|---|---|
| Bestand am 1. Oktober 1921 | 7 773,82 |
| Mitgliederbeiträge | 24 247,50 |
| Zinsen | 654,50 |
| Beihilfen | 256 550,— |
| zusammen | 289 225,82 |

Demgegenüber stehen an Ausgaben im gleichen Zeitraume . . . 255 744,71

Diese setzen sich zusammen aus

| | |
|---|---|
| Allgemeine Unkosten | 52 928,96 |
| Bürobedarf | 12 714,65 |
| Miete | 4 792,65 |
| Inventar | 7 887,— |
| Gehälter | 167 421,45 |
| Wissenschaftliche Beihilfen | 10 000,— |
| zusammen | 255 744,71 |

Demnach Bestand am 1. Januar 23 . 33 481,11

Die finanzielle Werbung Ende des Jahres 1921 hat der Gesellschaft eine von 66 Firmen bzw. Verbänden zugesicherte Beihilfe von rd 140 000 M gebracht. Ein Teil der Firmen hat für 1922 eine Nachzahlung geleistet bzw. von 1923 ab seine Beihilfe erhöht. Schätzungsweise werden der Gesellschaft für 1923 rd 300 000 M an Beihilfen zur Verfügung stehen.

Die Ausgaben für Februar beliefen sich abzüglich Gehälter auf rd 50 000 M, worin eine größere Papieranschaffung einbegriffen ist. Soweit übersehbar, werde für März bzw. die folgenden Monate ein Etat von rd 25—30 000 M erforderlich sein, mithin bei gleichbleibendem Geldwert ein Jahresetat von 300—360 000 M.

An den Finanzbericht schloß sich eine längere Aussprache an über die Wege, die zur Verbesserung der Einnahmen eingeschlagen werden können. Zunächst wurde darauf hingewiesen, daß auch in diesem Jahre eine Rechnungsprüfung abgehalten werden müsse. Hierzu wurden die Herren Geheimrat Rudeloff und Zivilingenieur Leitholf, die im vorigen Jahr die Prüfung abgehalten haben, wiedergewählt.

Vorherrschend war die Ansicht, daß die Beiträge den heutigen Verhältnissen entsprechend viel zu gering seien und daß eine beträchtliche Erhöhung eintreten müsse. 1000 M jährlicher Beitrag sei das Wenigste. Man könne vielleicht die Beiträge an den Bezugspreis des Bauingenieur anlehnen. Andere Meinungen gingen dahin, daß man halb- und vierteljährliche Beiträge einführen und jede Neufestsetzung dem Vorstand überlassen solle. Ein Etat lasse sich nicht aufstellen, der beste Weg sei der, den Umfang der in Angriff zu nehmenden Aufgaben nach den vorhandenen Mitteln einzustellen.

Die Verhältnisse in der Bauindustrie, namentlich in der Betonindustrie seien sehr ernst, und von hier sei kaum eine nennenswerte Unterstützung künftig zu erwarten. Die Verbände haben selbst keine Mittel für wissenschaftliche Zwecke. Nur die Gesamtheit der Mitglieder könne den Etat tragen, und dieser müsse daher auf das Mindestmaß beschränkt bleiben, wie das ja bereits durch die getroffenen Maßnahmen in die Wege geleitet ist. Allenfalls werde man die Industrie für bestimmte Aufgaben interessieren, sie zur Mitarbeit heranziehen und auf diesem Wege eine finanzielle Besserung schaffen können.

Die Beiträge wurden wie folgt festgesetzt:

| | |
|---|---|
| 1. Mitglieder, für die die Voraussetzungen zu 2. und 3. nicht zutreffen | 2 000 M |
| 2. Mitglieder des V. D. I. | 1 800 ,, |
| 3. Junioren (Studierende) | 500 ,, |

Diese Beiträge sind als grundlegende Jahresbeiträge für 1923 anzusehen. Der Vorstand wird ermächtigt, dem Geldwert entsprechend nach eigenem Ermessen Änderungen eintreten zu lassen bzw. für das laufende Jahr Nachzahlungen zu fordern.

Zu einer besonderen Aussprache gab die Festsetzung der Juniorenbeiträge Veranlassung. Den Studierenden gehe es allgemein sehr schlecht, viele werden nicht in der Lage sein, den festgesetzten Beitrag zu bezahlen. Doch sei es auch nicht in ihrem Sinne, ihnen eine Beitragszahlung gänzlich zu erlassen. Es wurde daher der Vorschlag gemacht, den einzelnen Studierenden die Höhe ihrer Beitragsleistung selbst zu überlassen und den älteren Mitgliedern nahezulegen, den Restbetrag in Form von Patenstellen ihrerseits zu übernehmen. Diesem Vorschlage wurde allgemein zugestimmt, von den Anwesenden wurden bei der Sitzung 30 Patenstellen gezeichnet.

Zu einer kurzen Aussprache über unsere Stellung zu den Architekten- und Ingenieurvereinen führte eine Anregung des Herrn Prof. Dr. Schönhofer, Braunschweig, auf Auseinandersetzung mit diesen Vereinen. Vielfach betrachten sie uns als Konkurrenten und suchten jeden weiteren Ausbau unserer Gesellschaft häufig zu erschweren. Die Erfahrung habe gelehrt, daß die Architekten mit den Bauingenieuren wenig Berührungspunkte hätten. Dieser Ansicht trat Herr Reg.-Baumeister Eiselen entschieden entgegen, indem er betonte, daß zwischen beiden Fachrichtungen genügend Berührungspunkte vorhanden wären, die Gründe für die gemachten Erfahrungen seien im Verhalten der Bauingenieure zu suchen. Der erste Vorsitzende bemerkt hierauf, daß durch die Wahl des Vorsitzenden und des Geschäftsführers des Verbandes der Architekten- und Ingenieurvereine in den Vorstand von vornherein zum Ausdruck gebracht worden ist, daß eine enge Zusammenarbeit mit

dem Verbande gewünscht wurde. Daß trotzdem dieser Widerstand auftrete, werde allgemein sehr bedauert.

Zum Schluß wurde noch die Frage der Mitgliedschaft von Staatsbaubeamten erörtert. Es wurde darauf hingewiesen, daß unter den Mitgliedern nur wenig Staatsbeamte wären. Man habe den Eindruck, als seien diese ausgeschlossen. Dieser Ansicht trat der erste Vorsitzende entgegen, indem er betonte, daß man bei der Gründung Herrn Reichsverkehrsminister Groener habe bitten wollen, einen Aufruf zu unterzeichnen, in dem die Staatsbaubeamten aufgefordert werden sollten, der Gesellschaft beizutreten. Herr Minister Groener habe dieses mit Rücksicht auf bestehende Richtlinien ablehnen müssen, sei aber persönlich der Gesellschaft beigetreten. Weitere Schritte in dieser Richtung seien freilich nicht unternommen worden. Es wäre wohl jetzt an der Zeit, nachdem die Gesellschaft ihre Lebensnotwendigkeit und Lebensfähigkeit bewiesen habe, erneut den Versuch zu machen, Staatsbaubeamte in den Vorstand zu wählen. Als erster wurde Herr Reg.- und Baurat Mattern, Potsdam, einstimmig dem Vorstand neu hinzugewählt und beschlossen, weitere Herren der Eisenbahn- und Kommunalverwaltung zu ersuchen, die Wahl in den Vorstand anzunehmen. Die Geschäftsstelle.

### Aufnahme neuer Arbeitsgebiete.

In Verfolg mehrfacher Anregungen hat sich die Gesellschaft entschlossen, ihre Arbeitsgebiete um eine Anzahl wichtiger Fragen zu erweitern, deren Behandlung besonderen neu zu gründenden Fachausschüssen übertragen werden soll. Es sind dies folgende Gebiete:

1. Vereinheitlichung im Baumaschinenwesen.

Zweck des Ausschusses ist, zu untersuchen, ob und wie weit eine Vereinheitlichung im Baumaschinenwesen möglich und erwünscht ist. Der Fachausschuß arbeitet im Rahmen des Normenausschusses der deutschen Industrie.

Obmann ist vorläufig Herr Dr. Garbotz-Berlin.

2. Wissenschaftliche Betriebsführung im Bauwesen (Baustellenbetrieb).

Der Gesellschaft liegen eine Anzahl von Anregungen vor, die sich auf folgende Aufgabenkreise erstrecken:
a) Prüfung und zweckmäßige Verwendung der Werkstoffe,
b) Durchbildung der Arbeitsverfahren und ihrer Hilfsmittel,
c) Untersuchung der menschlichen Arbeit im Bauwesen (Zeitstudien, Bewegungsuntersuchungen, Arbeitsphysiologie),
d) Energiewirtschaft (Erzeugung — Verbrauch),
e) Massentransportwesen auf der Baustelle und zur Baustelle,
f) Selbstkostenwesen und Organisation auf der Baustelle.

Die Aufgabe des in Bildung begriffenen Fachausschusses wird sein, die angeschnittenen Fragen durchzuarbeiten und die Ergebnisse seiner Ermittlungen den Mitgliedern unserer Gesellschaft und der einschlägigen Industrie zur Kritik zu unterbreiten.

Obmann ist vorläufig Herr Dipl.-Ing. Levetzow-Berlin.

3. Die Gesellschaft arbeitet innerhalb des Normenausschusses auf folgenden Gebieten mit:
a) Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauteilen.
b) Einheitliche technische Baupolizeivorschriften.
c) Normung an Straßenbrücken.
d) Werkstoffausschuß.

Mitglieder, die in einem der Fachausschüsse (außer unter 3) zur Mitarbeit bereit sind, wollen ihre Anschrift der Geschäftsstelle mitteilen. Die Geschäftsstelle.

### BAUINGENIEURE!

Wir wollen gerade in unseren schweren Tagen an die Zukunft und die Aufgaben denken, die unserer harren.

Wir waren bisher zersplittert und hatten keinen geistigen Mittelpunkt, in dem wir uns gegenseitig helfen, anregen und belehren konnten, wie dies bei den großen und mächtigen Vereinigungen der Bauingenieure in Nordamerika und England der Fall war.

Deshalb haben wir uns in engster Fühlungnahme mit dem VDI zusammengeschlossen, um alle Bauingenieure, des Staates oder der Privatunternehmungen, selbständig oder unselbständig, ältere und jüngere Fachgenossen im Verein mit unserem Nachwuchs von den Hochschulen zu sammeln.

Durch Zusammenfassung aller Bauingenieure werden wir erst in die Lage kommen, im Interesse der Allgemeinheit die Entwicklung zu finden, die uns bisher versperrt war.

Bisher sind über 850 Mitglieder beigetreten. Alle, die noch fehlen, mögen bald der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen beitreten.

Unser Gesellschaftsorgan „Der Bauingenieur", das jedes Mitglied mit einer Ermäßigung von 25 vH gegenüber dem Ladenpreis beziehen kann, enthält alle Mitteilungen.

Mitgliedsbeitrag: 2000 M (für Mitglieder des V.d.I. 1800 M), 500 M für Junioren (Studierende).

Beitrittserklärungen nimmt die Geschäftsstelle entgegen.

---

## LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

### Baustoffkunde.

502. Schlackensteine aus Hochofenschlacke. Von Dr. Guttmann, Düsseldorf. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 23 u. 24, S. 181 u. 189, 2 Abb. Herstellungsweisen, Druckfestigkeit, Wasseraufnahmefähigkeit und wirtschaftliche Bedeutung.

503. Bemerkungen zur Literatur über Estrichgips. Von Prof. v. Glasenapp, Riga. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 26 u. 27, S. 203 u. 213. Richtigstellung von Irrtümern in der Enzyklopädie der techn. Chemie von Prof. Dr. Ullmann und in dem Handwörterbuch der technischen Waren von Prof. Dr. Krais.

504. Fortschritte der Zementforschung 1919/1922. Von Dr. Platzmann. Zement 1923. Nr. 10 u. 11, S. 73 u. 79—82. Rückblick über die in den letzten vier Jahren bekanntgewordenen Arbeiten.

505. Aufgaben der Zementforschung. Von Dr.-Ing. Luftschitz, Dresden. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 21, S. 161—162. Anregungen zu physikalischen Forschungen.

506. Elektrische Entstaubung in Zementfabriken. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 22 u. 24, S. 172 u. 188. Richtigstellungen zu einem früheren Aufsatz von Dr. Oppen (1922, Nr. 132) und Erwiderung desselben.

507. Die Prüfung von Kalk- und Zementfarben. Von Dr. Platzmann. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 24, S. 185—186. Mechanisch-physikalische und chemische Prüfungsverfahren.

### Baumaschinen.

508. Neue Mörtelspritzmaschine. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 25, S. 196, 1 Abb. Neue Maschine der Fabrik Alexander Grube, Leipzig.

509. Verfahren zum Rücken der Gleise von Eimerkettenbaggern. Bautechnik 1923, Nr. 11, S. 88, 1 Abb. Patent Kl. 19a, Nr. 358877 vom 8. September 1922 der Maschinenfabrik Buckau A.-G. in Magdeburg.

510. Die Transportanlagen zum Bau der Staumauer für das Barberinekraftwerk der Schweizerischen Bundesbahnen. Von Geheimrat Prof. Buhle, Dresden. Bautechnik 1923, Nr. 13, S. 134—136, 10 Abb. Tägliche Gesamtförderung von 1200 t. Beschreibung der verwendeten Roll-, Stand- und Luftseilbahnen, Kabelkrane und Gußbetonverteilanlage.

### Statik und Festigkeitslehre.

511. Tabelle zur angenäherten Bestimmung der Abminderung der Stützmomente. Von Dipl.-Ing. Craemer, Düsseldorf. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 5, S. 40.

512. Die Formen der Biegelinie gedrückter Stäbe. Bautechnik 1923, Nr. 14, S. 141. Zuschrift des Dipl.-Ing. Kulka, Hannover, zu dem Aufsatz von Dr.-Ing. e. h. Zimmermann in Nr. 2 u. 3 d. Ztschr.

### Brückenbau.

a) Allgemeines.

513. Beitrag zur statischen Berechnung von Bogenbrücken als räumliche Fachwerke. Von Prof. Dr.-Ing. Pohl, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 12, S. 111—131, 60 Abb. Berechnung einer Dreigelenk- und Zweigelenkbogenbrücke mit zwei vollwandigen Hauptträgern und einem in der Achse der Bogen liegenden tonnenförmigen und einem ebenen Fahrbahnwindverband, die im Scheitel zusammenlaufen und dort einen Querriegel gemeinsam haben (mit Zahlenbeispiel).

514. Ausbesserung eines ausgewaschenen Betonbrückenpfeilers mittels Eisenbetonverstärkung. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 6, S. 47—48, 1 Abb. Straßenbrücke über die Marosch bei Saromberk in Rumänien, bei der die Mittelpfeiler um ⅔ ihrer Grundfläche ausgewaschen waren.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

515. Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 6, S. 41—43, 5 Abb. Gewölbte Straßenbrücke über den Skuru-Sund bei Stockholm. Spannweite der Mittelöffnung 72 m. Statische Grundlagen des Entwurfs. Bauausführung. Lehrgerüst und Ausrüstung.

e) Eiserne Brücken.

— — — —

### Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

### Gründungsarbeiten usw.

516. Verwendung von Senkbrunnen aus Betonblöcken bei der Gründung der Kaimauern für die Erweiterung der Tilburydocks. Zement 1923, Nr. 14, S. 105. Beschreibung des Baus nach dem Märzheft des Concrete.

517. Gründung mit Abeg-Beton-Bohrpfählen. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 5, S. 35. Erwiderungen der Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast und des Dr.-Ing. Dörr auf eine Entgegnung der Allgemeinen Bau-A.-G. Vgl. Nr. **510.**

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

518. Eine neue Vertikal-Geschwindigkeitskurve in strömendem Wasser. Von Dr.-Ing. Krey, Berlin. Zentralblatt 1923, Nr. 29/30, S. 178. Entgegnung auf den Aufsatz des Prof. Welikanoff, Moskau, über das Turbulenzproblem in Nr. 9/10 d. Ztschr.

519. Analyse des Bewegungswiderstandes bei gleichmäßigem Wasserabfluß in Gerinnen. Von Geh. Baurat Graevell, Breslau. Bautechnik 1923, Nr. 16, S. 154—155. Theoretische Betrachtungen und Ableitung von Formeln.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

520. Die Wasserwirtschaft in der Weichsel- und Nogatniederung, insbesondere im Elbinger Deichverband. Von Reg.- u. Baurat Liczewski, Elbing. Zentralblatt 1923, Nr. 29/30, S. 171—175, 3 Abb. Angaben über die für 76 000 ha erforderliche künstliche Entwässerung, da dieses Gebiet zwischen + 0,5 und ÷ 1,90 NN liegt.

521. Wasserstands- und Eisverhältnisse in den norddeutschen Stromgebieten im Februar 1923. Zentralblatt 1923, Nr. 29/30, S. 177. Auszug aus den amtlichen Meldungen.

522. Die Neckarkanalisierung und die Ansiedlungsmöglichkeit im Gebiet der Stadt Heilbronn am künftigen Großschiffahrtsweg. Von Oberbürgermeister Beutinger, Heilbronn. Der städt. Tiefbau 1923, Nr. 3/4, S. 7—12 u. Nr. 5/6, S. 15—22, 2 Abb. Geschichtliche Entwicklung und Bedeutung der Neckarschiffahrt und -kanalisierung. Regulierung oder Kanalisierung? Jetziger Bauzustand. Alte und neue Wasserverhältnisse.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

523. Die Ausbildung von Stollen mit innerem Druck. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 6, S. 45 bis 47. Auszug aus einer Veröffentlichung des Schweizer Ingenieurs Maillart im Bulletin technique de la Suisse Romendes.

524. Die Bauarbeiten am Innwerk. Bautechnik 1923, Nr. 16, S. 158. Auszug aus einem Vortrag von Baudirektor Kennerknecht über Gesamtanlage und deren Ausführung.

525. Die Waldecker Talsperre beim Hemfurth. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Lange, Cassel. Bautechnik 1923, Nr. 12, S. 99—110, 12 Abb. Ausführlicher Aufsatz über Vorgeschichte, Wasserwirtschaft, Sperrwasser, Betriebseinrichtungen, Kraftwerk, Ausgleichbecken, Inbetriebnahme und jetzigen Zustand der Anlagen.

526. Der Ausbau der Wasserkräfte in Österreich. Bautechnik 1923, Nr. 11, S. 88. Überblick über vorhandene Kräfte und deren Verteilung, insbesondere Plan der Steierischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-A.-G.

527. Französisches Flutkraftwerk. Bautechnik 1923, Nr. 13, S. 136. Errichtung einer Versuchsanlage im Aber-Vrache im Bezirke Finistère. Vgl. Nr. 506.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

528. Grabenbagger und Grabenziehmaschine. Zentralblatt 1923, Nr. 27/28, S. 165/166, 3 Abb. Beschreibung eines durch das Eisenwerk Weserhütte in Oeynhausen gelieferten und von der Siemens-Bauunion benutzten kleinen und großen Grabenbaggers, mit Raupenbändern, der Gräben von 40 cm Breite und bis zu 100 cm Tiefe bzw. von 105 cm Sohlen- und 240 cm oberer Breite und bis zu 175 cm Tiefe bei einer Arbeitsgeschwindigkeit von 60 bis 180 m/Stunden aushebt.

529. Der Simplon-Tunnel. Bautechnik 1923, Nr. 11, S. 87. Rückblick auf Vorgeschichte und Bau anläßlich des am 16. Oktober 1922 in beiden Stollen regelmäßig aufgenommenen Zugverkehrs. Vgl. Nr. **505, 506.**

### Straßenbau.

530. Beton als Straßendecke. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 16, S. 153. Anregung, die in Amerika und England gemachten guten Erfahrungen zu benützen und auch in Deutschland mit dem Bau von Betonstraßen zu beginnen.

531. Amerikanische Ziegelstraßen und Bestrebungen zur Verwendung von Pflasterklinkern in England. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 26, S. 206. Auszug aus einem Vortrag vor dem englischen Institut of Clayworkers im Februar 1923. Über Bewährung der Ziegelstraßen in Amerika und deren Vorzüge gegen andere Straßenbefestigungen.

### Eisenbahnbau und -betrieb.

532. Wirtschaftlichere Arbeitsweise bei der Unterhaltung der Bahnanlagen. Von Obering. Ponfick, Eger. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 10, S. 167—170. Übelstände und Maßnahmen zur Hebung der Arbeitsleistung der Bahnunterhaltungsmannschaften.

533. Lichtsignale. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 14, S. 137/138, 4 Abb. Verwendung von Licht- an Stelle von Formsignalen auch bei Tag- und Sonnenlicht. Sichtweite bis 1200 m.

534. Die Bauart der neuen Großgüterwagen der Deutschen Reichsbahn. Bautechnik 1923, Nr. 13, S. 133. Auszug aus einem Vortrag des Reg.- und Baurats Laubenheimer vom Eisenbahn-Zentralamt Berlin. Ein 50 t-Wagen hat nur 12 m Gesamtlänge und einen Kasteninhalt von 64 cbm.

535. Einiges über den Aufbau elektrischer Großlokomotiven. Von Reg.-Baurat Kleinow, Berlin. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 10, S. 165—167. Ansichten und Maßnahmen der Deutschen Reichsbahn im Gegensatz zu den in Heft 4 veröffentlichten.

536. Elektrisierung der Schweizerischen Bundesbahnen. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 10, S. 171/72. Absichten der Verwaltung auf möglichste Beschleunigung auf Grund der bisher gemachten, sehr günstigen Erfahrungen.

537. Elektrisierung von Eisenbahnen in Mitteleuropa. Bautechnik 1923, Nr. 14, S. 142. Auszug aus einem Vortrag des Ministerialrat Wechmann, Berlin, über den jetzigen Stand in Deutschland.

538. Die Elektrisierung der chilenischen Staatsbahnen. Ztg. d. Ver. Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 12, S. 202. Stand der Bauarbeiten Ende 1922 und Beschreibung der Betriebsmittel.

539. Die Tarife der englischen Eisenbahnen unter dem neuen Eisenbahngesetz. Ztg. d. Ver. Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 12, S. 199. Bisherige Tarifübelstände und deren Beseitigung.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

540. Beitrag zur Theorie der Bügel in Eisenbetonbalken. Von Prof. Kayser, Darmstadt. Bautechnik 1923, Nr. 11, S. 82, 6 Abb. Abhängigkeit der zulässigen Bügelbeanspruchung vom Balkenquerschnitt und der Art der Eiseneinlagen.

541. Verdrehungsversuche zur Klärung der Schubfestigkeit von Eisenbeton. Mitt. über Zement usw. (D. Bauztg.) 1923, Nr. 5, S. 36/37, 5 Abb. Ausführliche Besprechung des Heftes 258 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens durch Dr.-Ing. Rausch.

542. Neubau einer Kesselschmiede und Maschinenfabrik im Hamburger Freihafen. Von Ing. Lerche, Saarbrücken. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 5, S. 33/34, 6 Abb. Kurze Angaben über Grundlagen der statischen Berechnung und Ausführung einer zweischiffigen Halle von je 15,75 m Spannweite, 40,5 m Tiefe und 15,6 m Höhe durch die Firma Neugebauer & Schybilski Nachf., Hamburg. Vgl. Nr. **500, 501, 502, 507.**

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

---

### Holzbau.

543. Der neuzeitliche Holzbau im Eisenbahnwesen. Von Dr.-Ing. Gesteschi, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 12, S. 89—98, 31 Abb. Geschichtlicher Rückblick (Delorme, Emy, Stephan, Hetzer). Ausgeführte Beispiele von Lokomotivschuppen, Lokomotiv- und Wagenwerkstätten, Ladesteg- und Bahnsteighallen, Fußgänger- und Wegebrücken, Wasser- und Stellwerktürme durch die Firmen Stephan, Hetzer, Tuchscherer, Ambi, Christoph und Unmack, Kübler und Sommerfeld.

544. Stabverbindung für Holzkonstruktionen. Der Holzbau 1923, Nr. 5, S. 20. Erwiderung von Herrn Spiesecke auf Einwendungen in Heft 3 gegen einen Aufsatz über Knotenverbindungen in Heft 2.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

545. Zur Vorausbestimmung der Grundwasserergiebigkeit für die Wasserversorgung Danzigs. Von Dr.-Ing. Beger, Danzig. Bautechnik 1923, Nr. 14, S. 138/139. Berechnung nach den beiden Formeln $v = kJ$ und $v = kJ^n$ und Vergleich beider.

546. Verhältniszahlen der Regenstärke von verschiedener Dauer. Von Dr. Wussow, Berlin. Zentralblatt 1923, Nr. 29/30, S. 177. Entgegnung zu dem früheren Aufsatz (S. 100) des Dipl.-Ing. Thormann über „Einheitliche Grundlagen für die Berechnung von Regenwasserkanälen".

547. Betrachtung über die Verkehrsmittel der Großstadt in Beziehung zur Bebauung. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Bautechnik 1923, Nr. 11, S. 81. Vor- und Nachteile des Flach- und Hochbaus im allgemeinen und Verhältnis der Vorortbahnen zu Flachsiedlungen.

548. Klassizistisch - amphitheatralische Straßen und Platzanlagen Englands. Von Dr.-Ing. Klaiber, Ulm. D. Bztg. 1923, Nr. 31, S. 145/146, 4 Abb. Beispiele aus dem englischen Luxusbad Bath und London.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

549. Die städtische Nord-Südbahn in Berlin. Von Geh. Baurat Krause, Berlin. Zentralblatt 1923, Nr. 27/28, S. 157—163, 19 Abb. Ausführlicher Aufsatz über Vorgeschichte, Trassierungselemente, Bahnhöfe, Oberbau. Vgl. Nr. **529.**

### Siedlungswesen und sparsame Bauweise.

550. Reichssiedlungswoche 1923. Von Arch. Matthies. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 24, 186—188. Bericht über die Ausstellung im Wohlfahrtsministerium und über die Vorträge im Reichsarbeitsministerium.

### Bauunfälle.

551. Deckeneinsturz im Verlagshaus Rudolf Mosse, Berlin. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 6, S. 47. Ursachen des Einsturzes nach den neuesten Feststellungen.

552. Neue Wege der gewerblichen Unfallverhütung. Von Reg.-Baumstr. Philipp, Essen. Tiefbau 1923, Nr. 26, S. 88. Unfallverhütung durch sachliche Belehrung, weiterer Ausbau der Maschinenkonstruktion usw.

### Amtliche Mitteilungen. Ministerielle Erlasse.

553. Bekanntmachung betr. Rückgabe der häuslichen Probearbeiten der Regierungsbaumeister. Zentralblatt 1923, Nr. 27/28, S. 168. Rückgabe darf bereits zwei Jahre nach bestandener Staatsprüfung erfolgen.

554. Erlaß, betr. den Druck von Doktordissertationen. Zentralblatt 1923, Nr. 29/30, S. 176. Preuß. Minister für Wissenschaft usw. Erlaß U. J. T. Nr. 279 U. J. vom 24. Februar. Statt Druck ist Maschinenschrift zulässig. Anzahl der geforderten Exemplare = vier.

555. Erlaß, betr. die Prüfung von Probewürfeln bei Beton- und Eisenbetonbauten vom 21. März 1923. Zentralblatt 1923, Nr. 27/28, S. 167. Bestimmung über die Verwendung von eigenen Pressen der Unternehmer und über Handhabung der Prüfmaschine.

556. Amtliche Preisermittlung. Zentralblatt 1923, Nr. 29/30, S. 179. Stand am 15. März über Baustoffe, Arbeiten und Löhne in den verschiedenen Regierungsbezirken.

### Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

557. Bekanntmachungen der Betriebsvertretung. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 28, S. 226. Befugnisse und Grenzen der Rechte des Betriebsrates.

558. Schutz gegen Rechtsnachteile bei fristloser Entlassung. Von Dr. Sverrig. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 26, S. 205. Vorschlag, bei fristloser Entlassung den Arbeiter bis zur endgültigen Entscheidung durch Schlichtungsausschuß oder dgl. noch „vorübergehend" zu beschäftigen.

559. Schiedsspruch nach § 87 Abs. 3 B.R.G. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 28, S. 226. Wahl der Wiedereinstellung oder Zahlung von Entschädigung.

560. Lohnpfändung. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 28, S. 224. Verordnung vom 23. Februar 1923.

561. Einiges über Bauarbeiterlöhne. Tiefbau 1923, Nr. 31, S. 105. Vergleich zwischen den Löhnen der Bauhandwerker, Bauhilfsarbeiter und anderen Berufen in der Vorkriegs- und Jetztzeit.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

562. Geheimrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Barkhausen †. Bautechnik 1923, Nr. 16, S. 159. Kurzer Nachruf.

563. Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. h. c. Gary †. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 30, S. 240. Zement 1923, Nr. 15, S. 111. Todesnachricht 9. April. G. war Abteilungschef des Material-Prüfungsamtes Berlin-Dahlem.

564. Zur Neubesetzung der Stelle des Oberbaudirektors für das Ingenieurwesen in Hamburg. Deutsche Bztg. 1923, Nr. 29, S. 139. Hinweis, daß die Ausstattung der Stelle (Stellung unter Juristen, niedere Bezüge usw.) veraltet ist.

565. Über Meßbildaufnahmen des Geländes von der Erde und vom Flugzeug aus. Zentralblatt 1923, Nr. 27/28, S. 154. Auszug aus einem Vortrag des Dr. Gürtler von der Luftbild-Stereographik-Gesellschaft in München und Literaturangaben.

566. Das Luftbild im Dienste des Tiefbauwesens. Von Dr.-Ing. Ewald, Neukölln. Tiefbau 1923, Nr. 28/29, S. 95, 99/100. Wesen, Bedeutung, jetziger Stand der Photogrammetrie.

567. Einheitliche Bezeichnungen für die Festigkeitsberechnungen von Ingenieurbauwerken. Von Ober-Regierungsbaurat Weidmann, München. Bautechnik 1923, Nr. 11, S. 83. Eintreten für die ursprünglich vorgeschlagenen allgemeinen Bezeichnungen und Ablehnen des neuen Vorschlages vom 16. Dezember 1922.

568. Einheitliche Bezeichnungen für die Festigkeitsberechnungen von Ingenieurbauwerken sowie für das Prüfungsverfahren von Eisen und Stahl. Von Oberreg.-Baurat Dr.-Ing. Kommerell, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 11, S. 84—86. Ergebnis der Beratungen des Unterausschusses „Prüfverfahren" vom Normenausschuß über die vom Reichsverkehrsministerium am 16. Dezember 1922 beschlossenen Bezeichnungen und Aufführung dieser.

### Berichtigung zum Aufsatz Weizel in Heft 6.

Auf Seite 177, Zeile 2—4 muß es heißen: „Durch welche die zulässige Zugspannung ($\sigma_{zul.}$) zu teilen ist, um die zulässige Beanspruchung des Druckstabes ($\sigma_{d\ zul.}$) zu erhalten".

Ferner ist zur Vermeidung von Irrtümern zu beachten, daß der auf Seite 177 Zeile 27 gebrauchte Ausdruck „vorhandene Sicherheit" diejenige Sicherheit bezeichnen soll, die bei den in den Vorschriften zugelassenen Spannungen vorhanden ist, also für die Bemessung des Stabquerschnittes erforderlich ist.

---

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

### Fährbrücke über den Riachuelo-Fluß in Buenos Aires.

Fährbrücken kommen in Betracht, wenn es an lichter Höhe für eine feste Brücke fehlt und wenn auf rasche Herstellung freier Durchfahrt für Schiffe besonderer Wert gelegt werden muß. Klapp- und Drehbrücken sind in der Regel geschlossen und geben nur hin und wieder auf kurze Zeiten Durchfahrt frei, bei Fährbrücken dagegen ist die freie Durchfahrt der Ruhezustand und deren Behinderung der besondere Fall. Deshalb sind sie also dort besonders geeignet, wo sehr lebhafter Wasserverkehr herrscht. Das ist auch in Buenos Aires der Fall, wo der an sich weniger bedeutende Fluß an seiner Einmündung in den Plata sehr stark mit Kaianlagen und Schiffswerften besetzt ist und deshalb zu allen Zeiten sehr lebhaft befahren wird, namentlich auch von Seefahrern, die bis 45 m Masthöhe haben.

Mit Rücksicht auf die außerordentlich hohen Grunderwerbskosten an der Übergangsstelle, die einen schweren Wagenverkehr nach den Süddocks von Buenos Aires vermittelt, ist für den Entwurf die einfache Form zweier Türme mit aufgelegtem Fachwerksträger gewählt worden. Die Lichtweite der Brücke in Wasserhöhe beträgt 53,5 m, die Spannweite von Turm zu Turm 78,2 m, die Gesamtlänge des Überbaus 91,7 m, die Lichthöhe bei Hochwasser 42 m und bei Niedrigwasser 43,5 m, die Höhe des Bodens der Fähre über Hochwasser 2,5 m, der freie Laderaum der Fähre 12,5 · 11 m, die Lichthöhe dabei 5,5 m. Die Fahrzeit vom Abfahren bis zum festen Anliegen verursacht 1 Minute Zeitaufwand. Die Bewegung geschieht durch unmittelbaren Seilzug, der von einem 45-PS-Motor angetrieben wird. Über die entsprechenden Maße bei einigen anderen Fährbrücken gibt die folgende Zusammenstellung zum Vergleich einen Aufschluß.

Die Grundformen des Überbaues zeigen die Abb. 1 u. 2. Die 8 Füße jedes Turmes stehen auf einzelnen Rundpfeilern von 4 m Dmr. Die beiden Hälften eines Turmes lassen Raum, um die Fähre dazwischen einzufahren — etwa bis zur Mitte des Turmes. Das Maschinenhaus ist an den einen Turm über der Höhe des Verkehrsraumes angebaut. Die Fähre ist vollständig überdacht, aber an den Seiten offen. Das Häuschen des Führers liegt unter dem Dach, also über dem Fußweg, doch so, daß ihm freier Blick nach allen Seiten gewahrt ist. Der Betrieb wird außerdem vom Maschinenhause dauernd überwacht. Sollte irgendeine Betriebsstörung eintreten, so kann die Fähre mittels einer Gewichtswinde in jedem Turme an Land gebracht werden. Weitere Vorsichtsmaßnahmen gegen zu schnelles oder übermäßiges Verholen, Geländer und Tore an den Einsteigstellen sind vorgesehen.

Die Fahrstraße ist 6 m breit und trägt ein einfaches Straßenbahngleis von 1435 mm Spur. Die Fußwege sind nur 1,4 und 0,4 m breit, weil das Hauptgewicht beim Entwurf der Brücke auf den Fahrverkehr gelegt wurde. Deshalb ist auch ein zweites Straßenbahngleis vorgesehen.

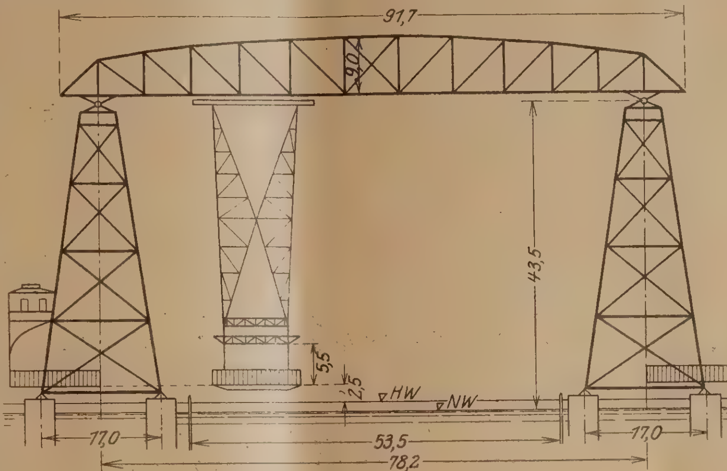


Abb. 1.

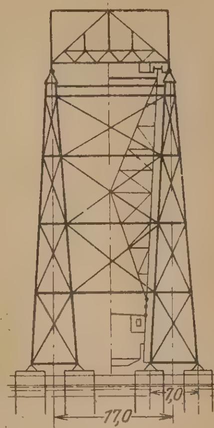


Abb. 2.

Die Fähre ist mittels leichten Gitterwerkes an Laufwerken aufgehängt, die sich auf Laufschienen besonderen Querschnitts bewegen. Obwohl der Untergurt des Überbaus eine geringe Sprengung besitzt, liegen diese Laufschienen vollkommen wagerecht. Die Laufwerke werden von einem Stahlseil, das über Umlenkrollen nach dem Maschinenhaus führt, hin und her bewegt, und damit auch die Fähre selbst. Auch die Laufwerke sind mit kräftigen Bremsen und Puffern ausgerüstet, die ein sicheres und stoßfreies Anlegen der Fähre gewährleisten.

Die größte Verkehrslast für die Fähre ist mit 100 t angesetzt und dabei zugrunde gelegt worden, daß bei dem sehr schweren Fahrverkehr zwischen der Stadt und den Süddocks eine Zusammenstellung von zwei 20-t-Walzen von 13,5 und 6,5 t Achslast und zwei 20-t-Kraftlastwagen von 10 t Achslast auftreten können, der Rest wurde auf Fußgänger gerechnet, soviel auf der Fähre noch Platz haben. Als Windlast sind 250 kg/m² gerechnet worden.

Zusammenstellung zu Riachuelo-Fährbrücke.

| Name | Durchfahrt m | Spannweite Mitte zu Mitte Turm m | Lichthöhe über H. W. m | Größe der Fähre m | Nutzlast t | Triebkraft in PS | Art des Überbaues | Antriebsart | Aufhängung | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bizerta (Tunis) | 105,94 | — | 45,52 | 9 × 7,55 | 55 | 10 | — | — | — | 270 Pers. od. 90 „ + 2 schwere od. 90 „ + 4 leichte Wagen |
| Rouen (Normandie) | 115,9 | — | 50,94 | 13,01 × 10,01 | 52,5 (Probe) | — | — | — | — | 200 Pers. + 6 Wagen |
| Newport (a. Ohio) | 180,56 | 196,73 | 53,99 | 12,20 × 10,07 | 120 (Probe) 65 (Betrieb) | 2 × 35 | Hängebrücke | Drahtseil | Kabel | 7,5 t Achslasten |
| Runcorn-Widnes (a. Mersey) | 292,8 | 305 | 28,67 | 16,78 × 7,32 | 88 (Probe) | 2 × 35 | Hängebrücke | Reibung | Kabel | 300 Pers. + 4 schwere Pferde-Fuhrw. |
| Bilbao (Spanien) | 160,1 | — | 45,04 | 8 × 6,25 | — | — | — | — | — | 150 Pers. + 40 t Wagen |
| Riachuelo (Buenos-Aires i. Argt) | 103,57 | 77,58 | 42,02 | 12,51 × 8,00 | 100 | 45 | Balkenbrücke | Drahtseil | fester Rahmen | 2 × 20 t Walzen + 2 × 20 t Lastwagen + 55 t Personen |
| Duluth (St. Louis) | 120,48 | — | 41,18 | 15,25 × 10,07 | 120 | 50 | — | Drahtseil | fester Rahmen | |

Die größte Auflast für 1 Fundament hat sich zu 338 t ergeben, was einem Einheitsdruck von rd 6 kg/cm² entspricht und 10 vH unter der zulässigen Grenze bleibt. Während der Aufstellung ist der Druck vorübergehend teilweise fast 100 vH größer gewesen. Das Gesamtgewicht der Brücke beträgt 2168 t, das der Fähre allein 83 t.

Die Gründungen für die Turmfüße sind als Brunnen aus Ziegeln ausgeführt und bis auf Sand geführt, der durchschnittlich in 25,5 m angetroffen wurde. Die Füllung besteht aus Beton. Nach der Versenkung sind sie probeweise mit 100 vH überlastet worden.

Die Türme, je in Hälften, und der gesamte Überbau sind im Werk erst probeweise zusammengebaut worden. Auch das Laufwerk mit angehängter Fähre ist erst an einer provisorischen Laufbahn ausprobiert worden. Dabei zeigte es sich, daß 20 Mann genügten, um die Fähre in Bewegung zu setzen und anzuhalten. Für den Transport und die Aufstellung war das Gewicht von Einzelteilen auf 5 t und 12 m Länge begrenzt worden.

Der Aufbau an Ort und Stelle ist geschickt gelöst worden. Die Türme wurden, so lange es möglich war, mit Hilfe von Schwimmkränen, dann frei aufgebaut. Für den Überbau benutzte man eine vorübergehend nach der Wasserseite an die Türme angehängte und auf die inneren Turmfüße abgestützte Arbeitsplattform, die bis ungefähr ein Viertel der Lichtweite ragte. Auf dieser wurde der Überbau von den Enden beginnend errichtet, mit den Türmen einstweilen verankert und dann die Spannung in freiem Vorbau, wie bei Auslegerbrücken, geschlossen.

Die Bauzeit hat bis zur Eröffnung 3 Jahre beansprucht. Die Brücke wurde im Juni 1914 dem Verkehr übergeben. (Nach Engineering vom 18. 8. 22, 25. 8. 22, 8. 9. 22 und 6. 10. 1922.) Dr. Gläsel.

## Umbau eines Mittelpfeilers einer Eisenbahnbrücke unter Aufrechterhaltung des Verkehrs.

Von Hofrat Ingenieur Leopold Herzka[1]), Wien.

Die Flußregulierung unterhalb einer Fachwerkbrücke, welche den in Betracht kommenden Flußlauf und sein Inundationsgebiet mit 5 Öffnungen von 20 m Stützweite überspannt, gab dem letzten Mittelpfeiler, der bis dahin im Überschwemmungsgebiet gestanden war, die Eigenschaft eines Strompfeilers.

Infolgedessen wurde der Umbau dieses auf Pfahlrost fundiert gewesenen Mittelpfeilers mit Druckluftgründung notwendig.

Für den Umbau waren folgende Bedingungen zu erfüllen:

1. Die Abtragung des auf Pfahlrost fundierten Mittelpfeilers sowohl als auch die Druckluftgründung und der vollständige Aufbau des neuen Pfeilers haben unter voller Aufrechterhaltung des Zugverkehrs zu erfolgen.

2. Die zwischenzeitliche Unterfangung der auf dem Pfeiler aufliegenden Tragwerke ist unter weitestgehender Einschränkung des Materialaufwandes zu bewirken.

3. Mit Rücksicht auf die ungestörte Arbeit darf kein stützender Bestandteil in den Raum zwischen Brückenunterfläche und Pfeilerdeckfläche reichen.

4. Aus örtlichen Rücksichten darf kein Unterstützungspfahl näher als 3 m von der Pfeilerflucht gerammt werden.

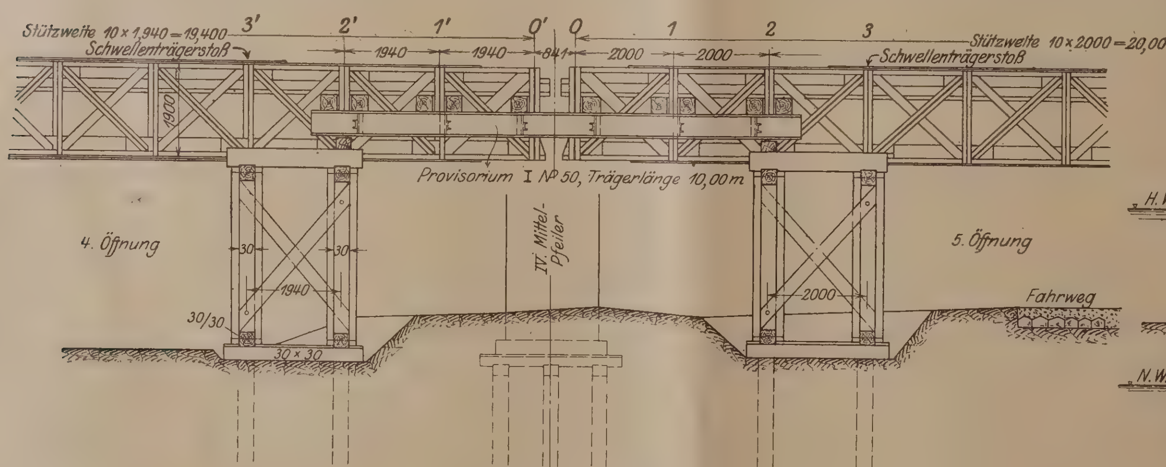



Abb. 1.

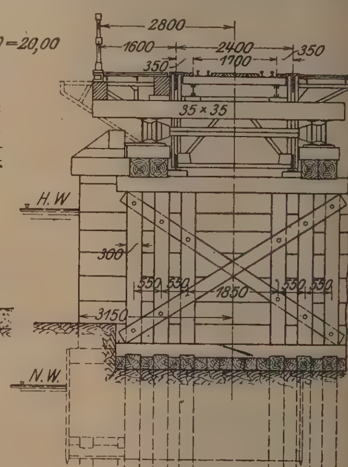



Abb. 2.

Diesen Bedingungen entsprach das angewendete, in den Abb. 1 und 2 dargestellte Verfahren. Die auf den Pfeilern aufliegenden Tragwerke — Parallelträger mit gekreuzten Diagonalen, Fahrbahn „versenkt" — wurden in den Knotenpunkten 2 und 3, bzw. 2' und 3' durch je ein hölzernes, beiderseits über Hauptträgerflucht hinausreichendes Doppeljoch unterfangen. Hierdurch wurde die freie Stützweite der beiden Brücken von 20 m um 3 Maschenweiten auf je 14 m herabgesetzt unter der Annahme, daß die tatsächliche Auflagerung in den Knotenpunkten 3 und 3' erfolgt.

Die statische Untersuchung ergab, daß wegen der reichlichen Dimensionierung der bestehenden Tragwerke von einer örtlichen Verstärkung der hierdurch unter geänderte Momenten- bzw. Querkraftsverhältnisse kommenden Gurt- bzw. Füllungsstäbe abgesehen werden konnte.

Der Raum zwischen den beiderseitigen Unterstützungsjochen wurde durch 4, je paarweise gekuppelte, an den äußeren Hauptträgerfluchten verlegte 10 m lange Walzträger, Profil Nr. 50, überbrückt, welche ihre Auflagerung auf den erwähnten Doppeljochen finden. Dieses Walzträgerprovisorium übernimmt die Nutzlast vermittels hölzerner, durch die Tragwerksmaschen gesteckte Unterzüge, welche auf diese Weise Querträgerfunktionen erfüllen.

Um eine schädliche Nebenwirkung der frei auskragenden dreimaschigen Hauptträgerenden auf die Fahrbahn in der Strecke 3 bis 3' zu verhüten, wurden die Schwellenträger auf Provisoriumslänge von den ursprünglichen Querträgern um zirka 5 mm, unter Lösung der Heftniete, abgehoben. Überdies wurde die Kontinuität der Schwellenträger durch Lösung des Laschenanschlusses an ihren Stoßstellen bei 3 und 3' aufgehoben.

Die Walzträger wurden aus dem Vorrat normalplanmäßiger Walzträgerprovisorien der ausführenden Bahnverwaltung entnommen, die hölzernen Unterfangungsjoche aus altbrauchbarem Material erzeugt.

Da der Pfeilerumbau in einer dreigleisigen Strecke, demnach in drei nebeneinander liegenden Gleisen notwendig war, gelangte das beschriebene Verfahren und des weiteren das gesamte Material dreimal zur Anwendung.

Das Verfahren hat sich bei der Ausführung bestens bewährt. Es ist in allen Fällen der Bauart „Gitterträger-Fahrbahn versenkt" allgemein und vorteilhaft anwendbar.

## Abdichtungsversuche.

Im August 1920 veröffentlichte die Abdichtungskommission des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes eine kurze Zusammenstellung ihrer bisherigen Tätigkeit und ihrer weiteren Ziele nebst einer Beschreibung der Versuchsanstalt „Manegg" bei Zürich. Die Anschaffung der in jenem Berichte bereits in Aussicht genommenen Apparate zur Prüfung der Wasserdurchlässigkeit von Beton unter hohem Wasserdruck konnte dank den Subventionen der Stiftung zur Förderung schweiz. Volkswirtschaft der eidg. technischen Hochschule und interessierter Kreise verwirklicht werden. Die Direktion der Wasserversorgung von Zürich gestattete in zuvorkommender Weise die Aufstellung von 3 Apparaten im Gebäude des Pumpwerkes „Letten", wo durch den direkten Anschluß an die Hochdruckwasserleitung ein Betriebswasserdruck von 15 at zur Verfügung steht, welcher durch die Einschaltung von Druckreduzierventilen auf eine beliebige Höhe von 0 bis 15 at gebracht werden kann.

Die Ergebnisse der bisherigen Durchlässigkeitsversuche an Betonkörpern haben gezeigt, daß die Durchlässigkeit nicht nur von der Menge des verwendeten Zementes und allfälliger Dichtungszuschläge, sondern besonders auch von der Beschaffenheit und Zusammensetzung von Kies und Sand abhängig ist; wir erinnern an die Möglichkeit der Verwendung von Natur- oder Brechkies, Natur-, Brech- oder Walzsand in den verschiedensten Mischungen. Auch die Höhe des Wasserzusatzes und der Härtegrad des Wassers spielen, wie nachgewiesen, eine wichtige Rolle. Es werden sich deshalb keine allgemein gültigen Normen für die Herstellung eines wasserdichten Betons aufstellen lassen und die günstigsten Mischungsverhältnisse beim vorhandenen Kies- und Sandmaterial können von Fall zu Fall nur durch Versuche herausgefunden werden.

Die Versuchsanstalt „Letten" eignet sich auch für die Vornahme

[1]) Der Entwurf wurde im Büro meines Amtsvorgängers, des Hofrates Ingenieur Franz Rautschka von Ingenieur Paul Silberstern verfaßt.

von Durchlässigkeitsversuchen an Verputzen, Anstrichen und Abdichtungen anderer Art; der Ingenieur der Versuchsanstalt ist gerne bereit, Interessenten nähere Auskunft über die Verwendbarkeit der Apparate zu erteilen. Diesbezügliche Anfragen sind an das Sekretariat des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes, St. Peterstraße 10, Zürich, zu richten, woselbst auch das Reglement für die Benützung der Versuchsanstalten bezogen werden kann.

In der Versuchsanstalt „Manegg“ wurden seit ihrer Inbetriebsetzung eingehende Versuche mit Lehmabdichtungen vorgenommen und es konnten dabei interessante Resultate erzielt werden. Auch diese Anstalt ist in der Lage, für Interessenten Versuche mit derartigen Abdichtungsmaterialien vorzunehmen. Die zur Verfügung stehenden Hoch- und Niederdruckbassins gestatten eine weitgehende Anpassung der Versuche an die Wünsche der Auftraggeber. Die Abdichtungskommission ist gerne bereit, die Versuchsanlage durch Anschaffung anderer Prüfungsapparate zu erweitern, sofern es die auszuführenden Versuche verlangen und eine Deckung der erwachsenden Kosten gesichert ist.

Wenn immer tunlich, werden die Ergebnisse der beiden Versuchsanstalten, im „Letten“ und in der „Manegg“, veröffentlicht (siehe: „Schweiz. Wasserwirtschaft“ Mitteilungen der Abdichtungskommission Nr. 1—6 und „Schweiz. Bauzeitung“ Bd. LXXX Nr. 14), um dadurch namentlich jene Kreise der Technikerschaft, die im Wasserbau tätig sind, auf die Wichtigkeit der Prüfung auf Wasserdichtigkeit von Materialien aller Art aufmerksam zu machen.

## Zum Aufsatze des Privatdozenten Dr. Schlötzer „Geländevermessung durch Flugzeugaufnahmen“.

(Heft 3, 1923 „Der Bauingenieur“.)

Von R. Starke.

Immer dringender zeigt sich das Bedürfnis nach neuen, schnellen und billigen Methoden zur Geländevermessung. Schon vor dem Kriege verwandte man mit gutem Erfolge die Stereophotogrammetrie; doch war man gezwungen, die Photographieen von festen Standpunkten auf der Erde aus aufzunehmen. Die Versuche, aus Luftaufnahmen Karten herzustellen, führten noch nicht zu brauchbaren Ergebnissen. Zwar gelang es, auch aus schnell bewegten Flugzeugen scharfe Bilder zu erhalten, aber man konnte sie nicht mit der nötigen Schnelligkeit und Genauigkeit auswerten. Der Ort des Flugzeuges und die Lage der Platte im Moment der Aufnahme waren nur in ganz grober Annäherung bekannt, ihre genaue Bestimmung aus den Bildern heraus verwickelt und zeitraubend. Da ferner infolge der Schwankungen des Flugzeugs die optischen Achsen zweier Aufnahmen zu einander windschief liegen, konnte man die für terrestrische Aufnahmen bewährten Apparate, wie den Orel-Zeißschen Stereoautographen, nicht verwenden; ein entsprechender Um- und Ausbau aber hätte zu derart komplizierten Mechanismen geführt, daß die vielen Fehlerquellen und die schwierige Handhabung ein Arbeiten mit ihnen praktisch unmöglich machen.

Es mußten neue Wege gesucht werden. Besonders in Deutschland wurde eifrig gearbeitet und eine Reihe von Apparaten konstruiert. Herr Privatdozent Dr. Adolf Schlötzer gibt in seinem Aufsatz „Geländevermessung durch Flugzeugaufnahmen“ im „Bauingenieur“ Heft 3 1923 ein viel zu enges Bild von deutscher Leistungsfähigkeit auf diesem neuen, aber sich schnell entwickelnden Gebiet.

Charakteristisch für alle neuen Apparate zur Auswertung von Flugzeugaufnahmen ist, daß die entwickelten photographischen Platten so in Doppelprojektionsapparate eingelegt werden, daß sie zueinander und zur Vertikalen maßstäblich dieselbe Stellung einnehmen wie bei der Aufnahme.

Es sind mehrere brauchbare Methoden ausgearbeitet worden, um dies zu erreichen. Meist geht man von 3 (oder 4) nach Lage und Höhe gegebenen Punkten aus; doch ist dies nicht unbedingt nötig, wie es nach den Werten von Herrn Dr. Schlötzer vielleicht scheinen könnte; man kann z. B. ganz ohne Kenntnis der Lage irgendwelcher Punkte auskommen.

Visiert man entsprechende Punkte beider Platten über die zugehörigen Projektionszentren an, so schneiden sich die Visierstrahlen in einem Punkt des Raumes, der maßstäblich dem betreffenden Geländepunkt entspricht und der in geeigneter Weise fixiert werden kann. In der Regel benutzt man zur Zeichnung der Situation um die Nadirpunkte der Aufnahmen drehbare Vorwärtsschnittlineale; aus der Neigung der Sehstrahlen erhält man die Höhe.

Um aber ein praktisch verwertbares Instrument zu schaffen, ist es nötig, die Visierstrahlen von einem feststehenden gemeinsamen Okular mit fester Eintrittsrichtung ausgehen zu lassen, damit man bei stillgehaltenem Kopfe zugleich Punkte beider Platten anvisieren kann. Es ist dazu eine besondere Doppeloptik mit Teleobjektiven zwecks Fokusierung und automatisch drehbaren Aufrichteprismen zur Erzielung des stereoskopischen Effektes nötig (Panoramafernrohr).

Herr O. v. Gruber bezeichnet in seinem Aufsatz: „Grundzüge der bestehenden luftphotographischen Kartierungselemente“ in der „Illustrierten Flugwoche“ vom 14. II. 23 diesen Typ als Autokartographentyp nach einem, von der Firma Heyde, Dresden, im Jahre 1919 gebauten Apparat. Es ist ihm dabei ein Apparat, der bereits 1915 von Dr. Gasser erfundene „windschiefe Stereokomparator“ entgangen, durch den zuerst das allgemeine Problem in obiger Weise gelöst wurde; nach ihm wäre also auch der Typ zu bezeichnen.

Da der windschiefe Stereokomparator auch eine Visur nach dem Kartenpunkt vorsieht, so könnte er sogar ohne Lineale arbeiten. Letzteres geschieht in der Tat bei dem Bauersfeldschen Stereoplanigraphen, der ebenfalls nach diesen Prinzipien gebaut ist, bei dem aber die Bewegung und Zeichnung nach rechtwinkligen Cartesischen Koordinaten erfolgt, ähnlich wie seinerzeit bei dem Apparat von Deville. Auch im Auslande sind eine Reihe von Apparaten dieses Typs entworfen worden, besonders zu erwähnen wäre der von Poivilliers, der große Ähnlichkeit mit dem Stereoplanigraphen besitzt.

Der windschiefe Stereokomparator wird von der „Inag“, Internationale aerogeodätische Gesellschaft m. b. H. zu Danzig, der die Patente darauf gehören, nicht gebaut, wodurch das Übersehen dieses grundlegenden Apparates verständlich wird. Das Unterlassen des Baus aber hat seinen guten Grund. In verblüffend einfacher Weise gelingt nämlich die Lösung des Problems nach einem Verfahren, das von der „Inag“ in längerer stiller Arbeit entwickelt und bereits mehrfach mit gutem Erfolg praktisch erprobt worden ist.

Man bringt die Platten in die Lage, die ihrer Stellung bei der Aufnahme entspricht. Statt aber nun Punkte anzuvisieren, projiziert man die Bilder übereinander auf eine Zeichenfläche; man wiederholt also den Vorgang bei der Aufnahme jetzt in umgekehrter Folge, vom Bild zum Gelände.

Die Schnittpunkte entsprechender Strahlen geben die zugehörigen Geländepunkte. Punkte, deren Ort im Raume nicht in der Tafelebene, die z. B. einen Horizontalschnitt durch das Gelände vorstellen soll, liegt, werden doppelt abgebildet; man muß die Fläche verschieben, bis beide Bilder genau zusammenfallen. Um das Erkennen der Schnittpunkte zu erleichtern und nicht durch das Überdecken der Bilder gestört zu werden, kann man abwechselnd projizieren. Dann springen die Bilder aller, nicht in Tafelhöhe befindlichen Punkte hin und her; nur die in der Zeichenebene liegenden bleiben ruhig; das ganze Gelände pulsiert um die stillstehende Niveaulinie, deren Lage somit von jedem objektiv festgestellt und fixiert werden kann. Das ist ein großer Vorzug gegenüber dem subjektiven stereoskopischen Effekt. Auch dieser kann übrigens mit ein paar Handgriffen eingeschaltet werden; man braucht nur farbige Filter in den Strahlengang zu bringen und die Bilder mit entsprechend gefärbten Brillen zu betrachten. Doch ist nach Versuchen der „Inag“ das objektive Verfahren vorzuziehen; zudem können nur wenig Menschen gut stereoskopisch sehen.

Es ist nicht einzusehen, wie Herr v. Gruber in dem erwähnten Artikel dazu kommt, das beschriebene Verfahren für ungenau zu halten; er dürfte inzwischen zu einer besseren Ansicht gekommen sein.

Bereits in den Jahren 1896/97 hatte Th. Scheimpflug Versuche gemacht, den Strahlengang umzukehren. Er stieß auf eine Reihe technischer Schwierigkeiten, vor allem aber war er gezwungen, seine Aufnahmeapparate fest an den Tisch, auf dem die aufzunehmenden Modelle standen, anzuschrauben, damit er bei der, dann mit denselben Apparaten erfolgenden Projektion genau die richtige Lage der Platten wieder erhalten konnte. Durch diese Schwierigkeit und weil seine Modellversuche das Projizieren im Winkel erforderten, wurde er an der Lösung des Problems gehindert und zur Konstruktion seines Photoperspektographen, der nur zur Entzerrung von Einzelaufnahmen dient, geführt.

Der „Inag“ ist es gelungen, ein besonders einfaches, sicheres und schnelles Verfahren zur Orientierung der Platten auszuarbeiten. Jede Rechnung ist trotz Verwendung graphischer und mechanischer Hilfsmittel immer noch ziemlich langwierig, vollends wenn man zur Erzielung größerer Genauigkeit überzählige Elemente zwecks Ausgleichung hinzunimmt. Letzteres ist aber bei Senkrechtaufnahmen, die für eine gute Karte nach übereinstimmendem Urteil allein in Frage kommen, unbedingt nötig, da bei solchen der Standpunkt der Aufnahme stets sehr nahe bei dem von Prof. Finsterwalder gefundenen gefährlichen Zylinder legt.

Mittels einer anschaulichen Ausgleichsmethode, für die die „Inag“apparate besonders geeignet sind, gelingt in kurzer Zeit ohne jede Rechnung die genaue Einstellung der Platten.

Dabei erfordert diese Methode keinerlei Präzisionsarbeit im Bau der Bewegungsmechanismen der Apparate; jegliches Prüfen und Justieren derselben fällt weg. Beim Orientieren der Platten müssen die Bewegungen weder in bestimmten Richtungen noch um bestimmte Punkte erfolgen; auch sind keinerlei Skalen nötig. Beim Zeichnen gar steht der ganze Apparat unveränderlich still bis auf die Zeichenfläche, die senkrecht zu ihrer Ebene um ablesbare Beträge verschoben werden kann; jedoch auch diese Bewegung findet nur statt beim Übergang von einer Höhenschicht zur anderen. Die Zeichnung erfolgt ohne jeden Apparat direkt mit der Hand.

Kein anderer Apparat kommt dem „Inag“-Doppelprojektor in dieser Hinsicht auch nur entfernt gleich. Hier hat das Verschwinden der Präzisionsmechanismen, auf das bereits Herr v. Gruber im erwähnten Artikel als charakteristisch für die neuen Verfahren hingewiesen hat, die denkbar höchste Stufe erreicht; sie sind fast völlig verschwunden, und gerade hierdurch, durch Vermeiden von Fehlerquellen, wird die größte Präzision bei der Kartenzeichnung gewährleistet und dieselbe durch die leichte und schnelle Herstellung und Handhabung der Instrumente bedeutend verbilligt.

Gerade die früher so gefürchteten, aber allein brauchbaren Senkrechtaufnahmen aus Flugzeugen lassen sich jetzt mit dem „Inag“-Doppelprojektor am leichtesten auswerten.

### Brücke über den Hafen von Sidney.

Zu den größten Bauvorhaben der Zeit wird die geplante Brücke über den Hafen von Sidney, der Hauptstadt von Australien, gehören. Der Verkehr zwischen den beiden Ufern des Hafens wird bisher durch Fähren bedient. Diese genügen jedoch den neuzeitlichen Ansprüchen nicht mehr. Deshalb hat man sich zum Bau einer Brücke entschlossen, dort, wo der Hafen am schmalsten ist. Die Brücke wird 1145 m lang und zeigt eine Hauptöffnung und auf jeder Seite 3 Nebenöffnungen von 50 bis 63 m Weite. Die Hauptöffnung wird eine Auslegerbrücke mit einer Mittelspannung von 480 m und 2 Seitenspannungen von 150 m. Das Mittelstück ist ein eingehängter 180 m langer Balkenträger. Die uferseitigen Auslegerarme werden verankert. Die Haupttragwerke sind an den Enden 30 m, über den Pfeilern 81 m hoch, haben 29,5 m Mittenabstand und werden durch Querträger und kreuzweisen Windverband verbunden sein. Die Fahrbahn hat beiderseits 1:40 Steigung und ruht unmittelbar auf den Querträgern. Unter dem eingehängten Mittelträger bleibt eine Lufthöhe von 51 m, so daß auch die größten Seefahrer ungehindert hindurch können.

Die Spannweite der Hauptöffnung wird 60 m kleiner als die der Quebecbrücke (540 m) und 33 m kleiner als die der Forthbrücke (513 m) sein. Die Verkehrslasten sind jedoch höher angesetzt als dort. Die Forthbrücke, die 1890 eröffnet wurde, brauchte 7 Jahre Bauzeit, die Quebecbrücke, eröffnet 1917, wegen zweier Unfälle 18 Jahre. Für die Sidney-Hafenbrücke sind ebenfalls nur 7 Jahre veranschlagt.

Zwischen den Hauptträgern sind 4 Vollspurgleise und eine Fahrbahn von 10,5 m Breite für schweren Fahrverkehr untergebracht — alles in derselben Höhe. Außerhalb der Hauptträger liegen auf ausgekragten Verlängerungen der Querträger eine 5,4 m breite Fahrbahn für schnellen Autoverkehr auf der einen Seite der Brücke und eine 4,5 m breite Gangbahn für Fußgänger auf der anderen. Als Windlast wurden 150 kg/m² angesetzt, ein Wert, der etwa einem Orkan entspricht. Die Hauptpfeiler erhalten 52,5 m Höhe von der Gründungssohle an und sind oben 11,1 × 43,2 m stark. Die Gründung wird keine weiteren Schwierigkeiten machen, weil guter Felsen schon 4,5 m unter Flußsohle ansteht. Als Baustoff ist Beton mit Granitverkleidung gewählt worden. Die Pfeiler zur Verankerung der landseitigen Auslegerarme werden im ganzen 33 m hoch. In geringer Höhe über Sohle werden Träger eingebettet, an denen die lotrechten Zugstäbe angreifen, die die Brückenenden halten, damit sich diese nicht von ihren Lagern abheben.

Über die Art die Bauvorganges ist noch keine endgültige Entscheidung gefallen. Ebenso ist nicht endgültig bestimmt, ob als Baustoff gewöhnliches Flußmetall oder ein Nickelstahl, dessen Zugfestigkeit etwa 40% höher ist, verwendet werden soll. Die Gesamtkosten sind auf 6000000 £ veranschlagt. Die Brücke ist ausgeschrieben worden. Den Bewerbern stehen alle baulichen Einzelheiten frei. (Civil Engineering, Oktober 1922.) Gl.

### London-Brücke.

Vor einiger Zeit wurde darüber berichtet, daß beim Niederlegen mehrerer älterer Häuser ein Bogen der ersten London-Bridge ausgegraben worden ist. Die Stadtverwaltung von London und die Öffentlichkeit haben sich mit Erfolg bemüht zu erreichen, daß dieses seltene Wahrzeichen aus früherer Zeit vor vollständiger Zerstörung bewahrt und als eines der ältesten Baudenkmäler der Stadt für die öffentliche Besichtigung zugänglich gemacht wird. Die erforderlichen Mittel von rd 10000 Pfund Sterling haben sich auftreiben und die jetzigen Grundeigentümer für den Plan gewinnen lassen. (Civil Eng. September 1922.) Gl.

---

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Etwas aus der Geschichte der Arbeitslosenversicherung.

Von Syndikus Dr. rer. pol. **Brunner**, Dresden.

Die Beseitigung der Erwerbslosenfürsorge in ihrer derzeitigen Form ist nicht nur darauf zurückzuführen, daß die Demobilmachungsbefugnisse, wenn sie bis jetzt auch immer und immer wieder verlängert wurden, über kurz oder lang doch einmal ihr Ende erreichen müssen und damit die Grundlage wegfällt, die die Erwerbslosenfürsorge regelt, sondern liegt in erster Linie an dem ganzen nur für vorübergehende Zwecke berechneten Aufbau dieser Einrichtung. Daß die neue Gestaltung der Arbeitslosenhilfe als Arbeitslosenversicherung kommen würde, darüber herrschte schon längst in den beteiligten Kreisen kein Zweifel mehr. Der neue Weg, der zunächst beschritten wurde und der in dem Entwurf, den die Regierung Ende 1919, Anfang 1920 aufstellte, zum Ausdruck kam, lehnte sich streng an die bereits gegebenen Formen der sozialen Versicherung an. Man mußte aber bald einsehen, daß dieser Entwurf, um etwas wirklich Zweckdienliches zu schaffen, eine völlige Umarbeitung erfahren mußte. Hauptsache war und ist es, den ganzen immerhin umfangreichen Apparat möglichst einfach und vor allem auch möglichst wenig kostspielig zu gestalten. Unmöglich erschien es, vor allem bei der Wahrscheinlichkeit, daß die Arbeitslosigkeit infolge der wirtschaftlichen Notlage der Industrie größere Ausdehnung annehmen würde, das Risiko im voraus zu errechnen und die Leistungen danach ebenfalls im voraus zu bestimmen. Die Reichsregierung sah sich daher auch nach Jahresfrist veranlaßt, den Entwurf wieder zurückzuziehen. Es erschien bald ein neuer Entwurf, der aber ebenfalls der bald einsetzenden Kritik nicht standhielt, wenn er auch gegenüber dem ersteren schon mehr den Erfordernissen einer gerechten Durchführung des Problems Rechnung trug.

In den Drucksachen des Reichstages befindet sich nunmehr erneut der Entwurf eines Gesetzes über eine vorläufige Arbeitslosenversicherung, der 98 Paragraphen und mit der Begründung 59 Druckseiten umfaßt. Es ist anzunehmen, daß dieser neue Entwurf mit mehr oder minder großen Änderungen Gesetz werden wird.

Auch er geht davon aus, und das mit Recht, daß, anders wie bei der Erwerbslosenfürsorge, neben dem Reich und den Ländern Arbeitgeber und Arbeitnehmer selbst ihre Mitwirkung nicht versagen dürfen. Darüber läßt sich allerdings streiten, ob es nicht der Billigkeit entspräche, wenn das Reich, die Länder und die Gemeinden einerseits, Arbeitgeber und Arbeitnehmer andererseits, sich in die Kosten teilen würden und nicht, wie es der § 65 des Entwurfs vorsieht, die Mittel zu ²/₃ durch Beiträge der Arbeitgeber und Arbeitnehmer und nur der Rest durch Zuschüsse des Reichs, der Länder und der Gemeinden aufgebracht werden soll. Die öffentlichen Verbände haben ja immerhin großes Interesse an der Aufbringung der Kosten, da beim Fehlen der Versicherung die Last ganz ihnen anheimfallen würde. Auch der Standpunkt wird mit Recht vertreten daß der Arbeitnehmer als alleiniger Nutznießer der Versicherung auch in höherem Maße bei der Aufbringung der Kosten herangezogen werden müßte. Nicht jedoch Kritik des vorliegenden Entwurfes soll die Aufgabe dieser Abhandlung sein, sondern im wesentlichen die, einmal zurückzublicken auf die bisher bestehenden Formen der Arbeitslosenversicherung, sowie auf die Erfahrungen, die man bereits gesammelt hat. Es wird sich dann von selbst hin und wieder ein Vergleich mit dem neuen Entwurf ziehen lassen und ihm anhaftende Mängel werden sich als solche herausstellen.

Der ganze Gedanke der Sicherung des Arbeitnehmers für den Fall der Arbeitslosigkeit ist keineswegs neu und nicht etwa eine Folge des Zusammenbruches oder eine Errungenschaft der Revolution, wenngleich wohl zugegeben werden darf, daß die wirtschaftliche Notlage nicht nur bei uns, sondern auch in den Siegerstaaten die ganze Frage wieder in Fluß gebracht hat. Nicht nur theoretisch hat man sich bereits seit Jahrzehnten mit der Arbeitslosenversicherung beschäftigt, sondern auch praktisch ist sie schon in die Erscheinung getreten. Dabei lassen sich in der Hauptsache zwei Gestaltungsformen der Versicherung unterscheiden; eine obligatorische und eine fakultative. (Der neue Entwurf hat den ersteren, also den Weg des Zwangs beschritten.) Gegen beide Formen läßt sich selbstverständlich verschiedenes einwenden. So scheiterte beispielsweise die in St. Gallen 1895 eingeführte allgemeine obligatorische Versicherung bereits nach zwei Jahren daran, daß sie gelernte und ungelernte Arbeitnehmer zwangsweise umfaßte. Die gelernten Arbeiter hatten keine Lust, für Tagelöhner und Bauarbeiter, die viel leichter arbeitslos wurden, mit zu bezahlen. Eine allgemeine aber fakultative Versicherung wieder kann nur dann bestehen, wenn sie aus kommunalen oder anderen öffentlichen Mitteln kräftig unterstützt wird. Denn die Freiwilligkeit bringt es mit sich, daß sich in der Regel nur solche Arbeitnehmer anmelden, die mit einer gewissen Sicherheit mit Arbeitslosigkeit rechnen müssen. Dadurch bekommen die Versicherungen schlechte Risiken, können aber andererseits auch nicht so hoch mit den Prämien gehen. Solche allgemeine fakultative Versicherungen hatte man seit 1896 in Köln, seit 1903 in Leipzig. Teilweise handelte es sich dabei allerdings nur um sogenannte Winterversicherungen. Eine obligatorische Versicherung hatte auch England eingeführt für die Bau- und Maschinenindustrie durch Gesetz vom 16. Dezember 1911. (In Kraft seit 15. Juli 1912.) Schließlich wäre noch auf die Versuche einzelner Unternehmer hinzuweisen, eine obligatorische Versicherung im Bereich ihres Betriebes einzuführen, so auf den bekannten Versuch der Firma Margarinefabrik A. L. Mohr in Altona in den Jahren 1896 bis 1904.

Eine größere Rolle spielten die sogenannten gewerkschaftlichen Arbeitslosenversicherungen. Bei den Gewerkschaften gab es ja schon immer Streikunterstützungskassen. Diese Form der Hilfe hat man dann auch auf die Arbeitslosigkeit im allgemeinen übertragen. Die Unterstützung bestand nicht nur in finanzieller Beihilfe (Tagegelder), sondern man gewährte beispielsweise auch Reiseunterstützung, um die Arbeitslosen leichter für die Idee, in andere Orte überzusiedeln, zu gewinnen. Maßgeblich für dieses Eingreifen der Gewerkschaften waren lohnpolitische Gründe, da die Arbeitslosen bekanntlich den Lohn drücken. Die Beiträge für die Arbeitslosenversicherung wurden aufgebracht dadurch, daß man von den Wochenbeiträgen an die Gewerkschaftskasse von vornherein einen Teil für die Arbeitslosenversicherung bestimmte. Diese gewerkschaftliche Versicherung ist insofern freiwillig, als der Beitritt zur Organisation freiwillig ist.

Manche Staaten knüpften an die bei den Gewerkschaften bestehenden Versicherungen an und leisteten Zuschüsse. Zu solcher Subventionierung kam es in Frankreich, Luxemburg, Norwegen und Dänemark. In Deutschland gingen so einige Städte vor, vor allem Straßburg, Freiburg, Mühlhausen usw. Dem Zuschußsystem hat man, und wohl nicht mit Unrecht, den Vorwurf gemacht, daß es bedenklich sei, organisierte Arbeiter zu unterstützen und unorganisierte nicht. Man hat daher das Zuschußsystem vielfach auch kombiniert mit Unterstützung für solche Arbeitnehmer, die keiner unterstützenden Kasse, also keiner Gewerkschaft angehörten. Man kam dabei auf verschiedene Lösungen. So hat man in Norwegen die Kassen veranlaßt, für den Zweck der Arbeitslosenversicherung auch Nichtorganisierte aufzunehmen. In Straßburg unterstützte man die Organisierten mit Geldmitteln, während man von den Nichtorganisierten Notstandsarbeiten ausführen ließ. In Gent zahlte man an die Organisierten Unterstützungsbeträge, an die Nichtorganisierten aber nur dann, wenn sie eine gewisse Vorsorge für die Zukunft durch Ersparnisse getroffen hatten. Basel hat für die nichtorganisierten Arbeitnehmer eine gemeindliche Arbeitslosenkasse eingerichtet. Eine letzte, allerdings nicht praktisch verwirklichte Kombination geht noch dahin, daß man die Organisierten und deren Kasse unterstützt, für die arbeitslosen Nichtorganisierten dagegen eine eigene Kasse errichtet.

In allerletzter Zeit neu durchgeführt haben die Arbeitslosenversicherung vor allem England durch Gesetz vom 9. August 1920 (dies baut auf das bereits erwähnte Gesetz vom 16. Dezember 1911 auf), Italien durch Verordnung vom 17. 11. 18, 5. 1. 19 und 19. 10. 19 und Österreich durch Gesetz vom 24. März 1920, ergänzt durch Novelle vom 1. 10. 20, 17. 3. 21, 21. 10. 21, 22. 1. 22 und 19. 7. 22. Alle diese Gesetze schufen eine Zwangsversicherung. Ferner hat eine solche auch das Memelgebiet seit dem 18. Mai 1920. Ausführungsbestimmungen zu dieser Verordnung hat das Landesdirektorium für das Memelgebiet am 6. Juli 1920 erlassen. Freiwillige Arbeitslosenversicherung (Arten des bereits erwähnten Zuschußsystems) hat Frankreich, ferner Belgien (die Geburtsstätte des Zuschußsystems überhaupt — Gent). Hier hat man die bisher nicht gesetzlich geregelte Materie durch Verordnung vom 30. Dezember 1920, ergänzt durch die Verordnung vom 7. 3. 21, einer solchen Regelung zugeführt. Ähnliche Formen der Arbeitslosenversicherung haben noch, wie bereits erwähnt, Norwegen, Dänemark, auch Spanien. Ebenso hat die Tschechoslowakei durch Gesetz vom 19. Juni 1921 die Arbeitslosenversicherung auf der Grundlage des Zuschußsystems geregelt.

Der Zweck der Regelung der Arbeitslosenhilfe auf dem Wege der Versicherung ist der, Mittel aufzubringen, um diejenigen Arbeitslosen durch Tagegelder unterstützen zu können, die nicht durch Unfähigkeit (Krankheit, Alter) und vor allem nicht durch Unlust zur Arbeit arbeitslos geworden sind, sondern lediglich aus Mangel an Beschäftigungsmöglichkeit. Freilich ergeben sich hier auch bei der Durchführung des neuen vorläufigen Entwurfes Schwierigkeiten, die nicht verkannt werden dürfen. Trotz der in Arbeitnehmerkreisen bestehenden Organisationsfreudigkeit haben alle die, die infolge ihrer besonderen Tüchtigkeit damit rechnen können, nicht arbeitslos zu werden, durchaus kein Interesse, für andere Beiträge zu bezahlen; sie empfinden den Zwang der Versicherung als besonders unerträglich. Bei der immer größer werdenden Wahrscheinlichkeit, daß die Arbeitslosigkeit wieder mehr anschwillt, muß die Versicherung hohe Rücklagen haben, die sich aber nur wieder durch sehr hohe Prämien schaffen lassen. Gegenwärtig hat man gar keine genaue Übersicht über die Höhe der aufzubringenden Kosten, man hat daher bei dem neuen Entwurf die Leistungspflicht so geregelt, daß $^1/_3$ des Aufwandes das Reich, die Länder und die Gemeinden bestreiten, während $^2/_3$ auf Arbeitgeber und Arbeitnehmer verteilt werden sollen. Dabei bilden Arbeitgeber und Arbeitnehmer im ganzen Reiche eine einzige Gefahrengemeinschaft. Die Beiträge werden vom Reichsarbeitsminister alljährlich in der zweiten Hälfte des Jahres für das folgende Kalenderjahr festgesetzt. Die Beitragshöhe kann im Laufe des Kalenderjahres abgeändert werden, wenn außergewöhnliche Umstände dies rechtfertigen (vgl. die §§ 65 ff des Entwurfes).

Bei Saisonarbeitern wird die Versicherung wohl einfach auf einen Sparprozeß hinauslaufen. Nicht unbeachtlich ist die richtige Beurteilung des Schuldmomentes. Es ist äußerst schwierig und oft sogar unmöglich, die Fälle auszuscheiden, wo Leute nicht arbeiten mögen. Deshalb hat man, wie früher, so auch jetzt, Hemmungen bei der Versicherung eingeführt, damit dem Arbeitnehmer die Lust vergeht, sich arbeitslos zu machen. Diese Hemmungen sind einmal: längere Zugehörigkeit zur Kasse, dann der Nachweis einer längeren Zahl Arbeitswochen, bevor man bezugsberechtigt wird; außerdem erhält der Arbeitnehmer nicht sofort Unterstützung, sondern er muß erst längere oder kürzere Zeit (im neuen Entwurf 7 Tage vgl. § 22) aus eigenen Mitteln leben. Schließlich wird auch nicht der ganze ausfallende Lohn gewährt, sondern nur ein Teil. Der § 20 des Entwurfes bestimmt hierüber (im Gegensatz zu dem ersteren Entwurf, wo der Ortslohn der Krankenkasse maßgeblich war, der der Versicherte angehörte):

1. Der Reichsarbeitsminister setzt die Höhe der Beträge, die als Hauptunterstützung und als Familienzuschläge zu gewähren sind, im Einvernehmen mit dem Reichsminister der Finanzen und dem Verwaltungsrate des Reichsamts für Arbeitsvermittlung fest. Dabei sind jedenfalls Männer und Frauen, Arbeitslose unter 18 Jahren, zwischen 18 und 21 Jahren und über 21 Jahren, zu trennen. Die Festsetzung bedarf der Zustimmung des Reichsrates und eines vom Reichstag gewählten Ausschusses von 28 Mitgliedern.

2. Die Familienzuschläge, die ein Arbeitsloser erhält, dürfen insgesamt das Zweifache der Unterstützung nicht übersteigen, die ihm für seine Person gewährt wird.

3. Ergibt sich aus Absatz 1 und 2 für die Unterstützung einschließlich der Familienzuschläge im einzelnen Falle ein höherer Betrag als drei Viertel des Arbeitsentgelts, das der Arbeitslose nach den jeweils geltenden tariflichen Lohnvereinbarungen, in Ermangelung von solchen jeweils als ortsüblichen Lohn beziehen würde wenn er aus seiner Arbeitsstelle nicht infolge Arbeitslosigkeit ausgeschieden wäre, so ist die Arbeitslosenunterstützung auf diesen Betrag zu beschränken.

Schließlich kann den Arbeitslosen passende Arbeit zugewiesen werden, wobei es allerdings nicht immer einfach ist, festzustellen, was passende Arbeit ist. Daher hat auch der neue Entwurf den Ausdruck „passende Arbeit" vermieden und das damit gewollte präziser gefaßt. Nach § 13 des Entwurfs liegt für den Arbeitnehmer ein berechtigter Grund, eine Arbeit nicht anzunehmen oder anzutreten, auch wenn sie außerhalb seines Wohnortes zu verrichten ist, nur dann vor, wenn

1. für die Arbeit nicht tariflicher Lohn, oder, soweit ein solcher nicht besteht, der im Beruf ortsübliche Lohn gezahlt wird, oder
2. die Arbeit dem Arbeitslosen nach seiner Vorbildung oder früheren Tätigkeit oder körperlichen Beschaffenheit nicht zugemutet werden kann oder
3. die Arbeit durch Ausstand oder Aussperrung frei geworden ist, für die Dauer des Ausstandes oder der Aussperrung oder
4. die Unterkunft gesundheitlich oder sittlich bedenklich ist oder
5. sofern der Arbeitslose verheiratet ist, die Versorgung der Familie unmöglich wird.

Nach Ablauf von 8 Wochen seit Beginn der Unterstützung kann der Arbeitslose die Annahme einer Arbeit nicht mehr aus dem Grunde verweigern, weil sie ihm nach seiner Vorbildung oder seiner früheren Tätigkeit nicht zugemutet werden kann, es sei denn, er weist nach, daß ihm die Ausübung erhebliche Nachteile für sein späteres Fortkommen bringen würde. Liegt ein berechtigter Grund nicht vor, so hat der die angebotene Arbeit Verweigernde für die Dauer der auf die Weigerung folgenden 4 Wochen keinen Anspruch auf Arbeitslosenunterstützung. Bei Fortdauer der Arbeitslosigkeit kann der Arbeitslose auch kontrolliert werden, indem er sich während der Arbeitszeit im Arbeitsnachweis zu melden hat. Immerhin ist auch so bei einer gewissen Kategorie von Arbeitnehmern die Arbeitlosigkeit schwer festzustellen. Man denke beispielsweise nur an Ausläufer, Heimarbeiter u. ä.

Bei der Regelung der ganzen Frage ist aber vor allem das eine zu berücksichtigen, daß die Arbeitslosenunterstützung nicht Selbstzweck sein soll oder sein darf, sondern lediglich Hilfe für die Zeit der Arbeitslosigkeit. Daher ist der Versicherungsgedanke an sich weniger in den Vordergrund zu rücken, das Streben nach Beendigung der Arbeitslosigkeit muß das letzte Ziel der Arbeitslosenhilfe sein. So weit und so angemessen wie möglich Arbeit nachzuweisen, muß daher mit allen Mitteln versucht werden. Dem trägt auch der neue Entwurf Rechnung, indem er zahlreiche Bestimmungen über die Maßnahmen zur Verhütung und Beendigung der Arbeitslosigkeit trifft (vgl. § 56 ff.).

Ob die gegenwärtigen Verhältnisse für die Einführung der Arbeitslosenversicherung überhaupt so besonders geeignet sind, erscheint zweifelhaft. Jedenfalls ist die Industrie in jeder Hinsicht, vor allem steuerlich, bereits so außerordentlich belastet, daß nicht schon wieder neue Opfer von ihr verlangt werden können. Auch die starke Vermehrung der Beamtenstellen, die die Durchführung der Versicherung mit sich bringen würde, ist vornehmlich im Interesse unserer arg zerrütteten Finanzwirtschaft durchaus unerwünscht. Im übrigen steht außerdem noch abzuwarten, ob es nicht überhaupt unmöglich ist, bei der für die nächste Zeit unfehlbar kommenden ausgedehnten Arbeitslosigkeit die für eine ordnungsmäßige Durchführung der Einrichtung notwendigen Mittel aufzubringen.

## Vergleiche.

Von einem Mitglied des englischen Verkehrsministeriums sind kürzlich lehrreiche Vergleichszahlen über die Leistungen der Eisenbahnen in den hauptsächlichsten Eisenbahnländern mitgeteilt worden (in runden Werten): Auf 1 Meile (1,6 km) Streckenlänge bezogen betrug im Jahresdurchschnitt 1921 die Betriebsleistung im Güterverkehr in Tonnen: in England 900 000 t, in Österreich 750 000 t, in Canada 750 000 t, in Frankreich 670 000 t, in Deutschland 1 000 000 t, in Indien 600 000 t, in Japan 800 000 t, in den Vereinigten Staaten von Nordamerika 1 650 000 t. Im Personenverkehr stellen sich die Werte in Zugsmeilen für eine Streckenmeile für Großbritannien 11000, Frankreich 5500, Deutschland 8000, Amerika 2600, wobei noch zu berücksichtigen wäre, daß das Verhältnis der doppelgleisigen Bahnen zum Gesamtnetz ist wie bez. $^1/_2$, $^1/_3$, $^2/_5$, weniger als $^1/_{10}$. Die mittleren Zugslasten schwanken in den einzelnen Ländern ebenfalls sehr beträchtlich und werden wie folgt angegeben: Großbritannien 130 t, Österreich 200 t, Canada 400 t, China 250 t, Frankreich 150 t, Deutschland 225 t, Indien 200 t, Japan (Schmalspur) 140 t, Amerika 650 t. (Mod. Transp. v. 11. 11. 22.) Gl.

### Löhne für Bauhandwerker in Amerika.

| Beschäftigung | Baltimore | Boston | Chicago | New York | San Francisco |
|---|---|---|---|---|---|
| Maurer | 1,25 | 0,90 | 1,10 | 1,25 | 1,12 |
| Zimmerer | 0,80 | 0,90 | 1,00 | 1,12 | 1,00 |
| Kranführer | 0,87 | 0,90 | 1,10 | 1,25 | 1,00 |
| Ziegel- und Mörtelträger | 0,54 | 0,60 | — | 0,87 | 0,75 |
| Rammarbeit | 0,74 | 0,90 | 1,10 | 1,0 | 1,00 |
| Eisenbauarbeit | 1,00 | 0,90 | 1,05 | 1,12 | 1,12 |
| ungelernter Arbeiter | 0,30 | 0,55 | 0,72 | 0,5—0,6 | 0,47—0,5 |

alles in Dollar. (Engin. News Record).

### Deutsche Patentamts-Gebühren

gültig für ab 1. April 1923 fällig gewordene Zahlungen gemäß Verordnung vom 20. März 1923. (Zusammengestellt von Patentanwalt Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.)

Patente.

Anmeldegebühr . . . . . 21 000 M

Jahrestaxen:

| Jahr | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Mark | 21 000 | 21 000 | 28 000 | 35 000 | 49 000 | 63 000 |
| Jahr | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| Mark | 77 000 | 105 000 | 140 000 | 210 000 | 280 000 | 420 000 |
| Jahr | 13 | 14 | 15 | | | |
| Mark | 700 000 | 1 050 000 | 1 400 000 | | | |

(Von 1. Jahrestaxe die Hälfte bei Abweisung oder Zurücknahme rückzahlbar).

Zuschlagsgebühr (bei Zahlung in der Nachfrist . . . . . 7 000 M.
Beschwerdegebühr . . . . . 14 000 „
Nichtigkeits-Anträge, Zurücknahme, Zwangslizenz-Anträge 42 000 „
Berufungsgebühr in obigen Verfahren . . . . . 70 000 „

Gebrauchsmuster.

Anmeldegebühr definitiv . . . . . 14 000 „
Eventual-Antrag (bei gleichzeitiger Patentanmeldung) . 7 000 „
Verlängerung . . . . . 70 000 „

Warenzeichen.

Anmelde-Grundgebühr . . . . . 14 000 „
Klassengebühr je Klasse (bis zu 20 Klassen) . . . . 7 000 „
(Evtl. Rückzahlung der Gebühr für mehr als 1. Kl. bei Nichteintragung)
Eintragungs-Gebühr . . . . . 14 000 „
Druckkosten-Beitrag je nach Länge der Veröffentlichung
Erneuerungs-Grundgebühr . . . . . 21 000 „
Klassengebühr je Klasse (bis zu 20 Kl.) . . . . . 7 000 „
Nachholungsgebühr . . . . . 7 000 „
Beschwerde-Gebühr . . . . . 14 000 „
Löschungsantrags-Gebühr . . . . . 14 000 „
Internationale Markenregistrierung . . . . . 20 000 „

Verbandszeichen.

Anmelde-Grundgebühr . . . . . 70 000 „
Klassengebühr je Klasse . . . . . 35 000 „
Eintragungsgebühr . . . . . 70 000 „
Druckkosten wie oben
Erneuerungs-Gebühr . . . . . 140 000 „
Klassengebühr je Klasse . . . . . 35 000 „

Prioritätsbelege

ohne Schreib- und Vergleichsgebühren . . . . . 21 000 „

Beglaubigungen je . . . . 700 „

Nachholungsfrist bei Minderzahlungen läuft am 30. April 23 ab.

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. Febr. 1923.

Kl. 20 k, Gr. 9. W 27 786. Johann Engels, Cassel-Wilhelmshöhe, Wilhelm-höher Allee 253 A. Oberleitung für Fahrdrähte elektrischer Bahnen aus mehreren wechselweise einander übergreifenden Drähten. 6. VI. 21.

Kl. 35 b, Gr. 1. R 57 231. Heinrich Rieche, Cassel, Kunoldstr. 1. Auslegerkran. 13. XI. 22.

Kl. 37 e, Gr. 13. M 69 298. Charles Markin Markham, Milwaukee, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Lindner, Pat.-Anw., Siemensstadt b. Berlin. Stütze für Baugerüste, Stollen u. dgl. 10. V. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. Febr. 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. St 32 753. Max Stern, Gelsenkirchen. Kappen zum Stützen von Gewölben. 7. I. 20.

Kl. 19 a, Gr. 10. W 62 307. August Winz, Essen, Hedwigstr. 3. Kopfstütze von U-Form für die Befestigungsmittel der Kleinbahnen; Zus. z. Pat. 363 082. 5. X. 22.

Kl. 20 i, Gr. 5. A 38 248. Arminius-Vertriebsgesellschaft m. b. H., Coswig, Sa. Weichensicherung; Zus. z. Pat. 361 611. 9. III. 22.

Kl. 20 i, Gr. 31. S 61 310. Oskar Sattler, Braunschweig, Raabestr. 9. Schienenstromschließer. 8. XI. 22.

Kl. 20 i, Gr. 39. B 105 184. Santino Brighi, Mailand; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Wassermann, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Selbsttätige Signaleinrichtung für Niveaukreuzungen. 8. VI. 22.

Kl. 20 i, Gr. 41. Automatic Telephone Manufacturing Company Ltd., Alfred Ernest Hudd, Liverpool u. Arthur Frank Bound, Timperley, Cheshire, Engl.; Vertr.: H. Licht, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Eisenbahnzug-Kontrollsystem. 18. XI. 21. England 18. XI. 20 f. d. Anspr. 1—6 u. 9 u. 28. IV. 21 f. d. Anspr. 7, 8, 10—15.

Kl. 42 c, Gr. 9. H 90 131. Julius Heyde u. Johannes Heyde, Dresden, Kleiststr. 10. Meßbildkammer. 13. VI. 22.

Kl. 65 a, Gr. 13. H 66 091. Karl Heilbronner, Luzern, Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schwimmende Fahrzeuge aus Eisenbeton. 11. IV. 14.

Kl. 84 c, Gr. 1. J 19 621. The International Earthboring Machine Company, Chicago, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Caminer, Berlin W 62 u. Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Fahrbare Bohrvorrichtung. 5. IX. 19.

Kl. 84 c, Gr. 1. M 73 763. Hans Maier-Behring, Stuttgart, Landhausstr. 9. Einrichtung für Grundwassersenkung mittels einer in ein Förderrohr eingesetzten Pumpe. 17. V. 21.

Kl. 84 c, Gr. 1. S 57 203. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Verfahren zum Erhöhen des Grundwasserstands im Erdreich. 4. VIII. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. März 1923.

Kl. 5 c, Gr. 2. H 89 614. Dr.-Ing. Fritz Heise, Bochum, Herner Straße 43. Vorrichtung zur Ausführung des Verfahrens zur Kälteverteilung nach Pat. 365 583; Zus. z. Pat. 365 583. 26. IV. 22.

Kl. 20 a, Gr. 12. B 104 406. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Aus mehreren Teilen hergestellte Seilrolle für Seilbahnen. 12. IV. 22.

Kl. 42c, Gr. 9. H 88 982. Julius Heyde und Johannes Heyde, Dresden, Kleiststr. 10. Übertragungsgerät für Meßbildaufnahmen. 4. III. 22.

Kl. 84 c, Gr. 2. C 28 744. Anselm Cyran, Düsseldorf, Boltensternstr. Nr. 23. Z-Spundbohle der Wellspundwand nach Pat. 363 252; Zus. z. Pat. 363 252. 2. II. 20.

Kl. 85 c, Gr. 6. St. 35 592. Gerhardt Straßburger, Erfurt, Andreasflur 7. Abwässerkläranlage mit von dem Klärraum umschlossenem oder neben ihm liegendem Faulraum. 5. IX. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. März 1923.

Kl. 20 g, Gr. 8. R 56 284. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Prellbockanlage. 5. VII. 22.

Kl. 65 b, Gr. 1. G 56 724. Gutehoffnungshütte Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Hellinganlage mit Querschleppe; Zus. z. Anm. G 53 323. 29. V. 22.

Kl. 80 b, Gr. 25. B 95 760. Blackstone International Corporation, New York; Vertr.: Nütten, Rechtsanwalt, Aachen. Verfahren zur Herstellung von Straßenpflastern. 1. IX. 20.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. Febr. 1923.

Kl. 19 a, Gr. 10. 373 004. Hugo Schwartzkopff, Berlin-Friedenau, Odenwaldstr. 9. Schienenbefestigung auf Holzschwellen mittels Schwellenschrauben. 2. III. 22. Sch 64 272.

Kl. 19 a, Gr. 23. A 373 005. Aktiebolaget Malcus Holmquist, Halmstad, Schwed.; Vertr.: A. Rohrbach, Pat.-Anw., Erfurt. Hängegleis aus zwei T-Eisen mit Zwischenraum, deren abstehende Schenkel als Laufbahn dienen. 8. XII. 21. A 36 740. Schweden 7. XII. 20.

Kl. 19 a, Gr. 29. 373 006. Maschinenfabrik für Eisenbahn- und Bergbaubedarf G. m. b. H., Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Vorrichtung zum Aufzeichnen der senkrechten Bewegung der Schienen und Schienenstöße. 26. III. 22. M 77 175.

Kl. 84 c, Gr. 3. 373 108. Manley A. White, Beverley, V. St. A.; Vertr.: F. Schwenterley, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Taucherglocke für Unterwasserarbeiten. 5. X. 20. W 56 363.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. März 1923.

Kl. 19 d, Gr. 5. 373 449. E. Bergert, Oberhausen, Rhld., Sedanstr. 59. Klappbrücke. 1. VIII. 22. B 105 893.

Kl. 20 i, Gr. 4. 373 133. Rombacher Hüttenwerke Abteilung Westfälische Stahlwerke Bochum, Bochum. Herzstück für Rillenschienenweichen. 30. VIII. 22. R 56 661.

Kl. 20 i, Gr. 8. 373 134. Georg Stierl, Berlin-Steglitz, Steinstr. 5. Vorrichtung zum Befestigen des Wurzelendes von Weichenzungen. 22. IX. 22. St 36 186.

Kl. 35 d, Gr. 1. 373 512. Wilhelm Dahlheim, Frankfurt a. M., Weißmüllerstr. 28. Vorrichtung zum Verladen von Stückgut auf Fahrzeuge u. dgl. mittels einer Schrotleiter; Zus. z. Pat. 325 255. 2. XII. 21. D 40 835.

Kl. 85 e, Gr. 21. 373 269. Carl Esperstedt, Mannheim, Mittelstr. 4. Luftverschluß für Entwässerungsleitg. 23. VIII. 21. E 27036.

---

# BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Umgestaltung der Leipziger Bahnanlagen durch die Preußische und die Sächsische Staatseisenbahnverwaltung. Verfaßt von Roth-Leipzig, Mirus-Dresden, Christoph-Dresden, Schmitz-Halle a. S., Schlunk-Leipzig, Braune-Dresden und Karig-Dresden. Mit 18 Tafeln. 221 Textabb. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis Grundzahl 18 × Schlüsselzahl. Sonderabdruck aus der Zeitschr. für Bauwesen 1921/22.

Die in den Jahren 1921/22 in der Zeitschr. für Bauwesen erschienenen Veröffentlichungen über die Umgestaltung der Leipziger Bahnanlagen liegen in einem stattlichen Bande von 143 Seiten vereinigt vor. Ein jeder Fachmann, der s. Z. jene Aufsätze gelesen, wird gern ihre Zusammenfassung begrüßen, stellen doch die Leipziger Bauten eine recht gewaltige Summe verschiedenster Arbeiten im Gebiete des Bauingenieurwesens dar, war doch die hier gestellte Aufgabe eine selten großzügige und umfassende und die Lösung ihr entsprechend. So findet denn jeder Fachmann Belehrung und Anregung in den hier niedergelegten Gedanken, Erfahrungen und technischen Ausführungen. Behandelt werden im besonderen der Grundplan mit den bemerkenswerten Einzelheiten des Empfangsgebäudes der Querbahnsteighalle, die Längsbahnsteighallen, der Bauvorgang mit Kostenangaben, Entwurfsaufstellung und Bauleitung. Da es sich um einen Abdruck aus der Z. f. B. handelt, erübrigt es sich auf die Güte der Textabbildungen und der beigefügten Tafeln hinzuweisen. Die Veröffentlichung empfiehlt sich durch ihren Gegenstand und seine hervorragend kundigen Sachbearbeiter von sich selbst aus. M. F.

Taschenbuch für praktische Geometrie. Von Dr. Löschner, Prof. a. d. Techn. Hochschule in Brünn. 147 Seiten, 11 × 16 cm mit 10 Abb. Vereinigung wissenschaftlicher Verleger, Berlin 1922. Preis bei Erscheinen, November 1922, 735 M.

Unter obigem Titel verbirgt sich ein Repetitorium der Geodäsie, in erster Linie geeignet für Studierende des Bauingenieurwesens und Geometer oder solche, die ein kurz gefaßtes Nachschlagewerk bei sich haben möchten. Das Buch enthält die wichtigsten Formeln und Konstanten der Geodäsie, die Ausgleichsrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate, Angaben über Maßsysteme, über Gestalt und Größe der Erde, Leitsätze für Behandlung, Beförderung und Aufbewahrung geodätischer Instrumente und vor allem als Hauptteil Anweisungen zu den verschiedensten Feldarbeiten, zu deren Auswertung und Auftragung. Dabei werden Ausblicke in die Gebiete des Topographen, Markscheiders, Geographen und Forschungsreisenden gegeben. Für eingehendes Studium einzelner Fragen ist die einschlägige Literatur aufgeführt.

In seinem knapp bemessenen Umfang und durch seine klare Ausdrucksweise ist das Taschenbuch vor allem für den Bauingenieur ein sehr empfehlenswertes, kleines Werk, das in Ausführung, Umfang und Darstellung einem starken früheren Göschenhefte entspricht und damit sich selbst am meisten empfiehlt. Leh.

Ed. Autenrieth. Technische Mechanik. Ein Lehrbuch der Statik und Dynamik für Ingenieure. Neu bearbeitet von Dr.-Ing. Max Ensslin. Dritte verbesserte Auflage. 295 Textabb. Berlin. Verlag von Julius Springer 1922. Geb. Grundzahl 15.

Mit diesem Werke ist wiederum ein Buch auf dem Markte erschienen, das sich trotz der zahlreichen ausgezeichneten Lehrbücher der Technischen Mechanik namentlich durch die zweite Auflage und die ihr folgenden anastatischen Neudrucke seinen Platz erobert hat. Es ist aus Bedürfnissen der Praxis entwickelt und wird sich daher namentlich in den Kreisen Freunde erwerben, die auch die unmittelbare Anwendung der Mechanik auf Erscheinungen aus den Arbeitsgebieten des Bau- und Maschineningenieurs Wert legen. Das Buch geht auf alle grundlegenden Probleme in ausführlicher, klarer Sprache ein, so daß es fast zum Selbststudium geeignet erscheint. Nach kurzer Einführung wird zunächst die Statik behandelt. Der Abschnitt umfaßt neben den Grundlagen die Berechnung der Fachwerke und seilartigen Körper und eine gegen die früheren Auflagen wesentlich erweiterte Darstellung der Theorie der Reibung. Der Abschnitt Dynamik behandelt die Kinematik und Kinetik des materiellen Punktes, die relative Bewegung des materiellen Punktes und die Kinematik und Kinetik des starren Körpers. Sie wird durch eine kurze Darstellung der Kreiseltheorie abgeschlossen. In einer Lehre von den Schwingungen werden die wesentlichen Grundlagen dieses für den Ingenieur der Gegenwart so ungemein wichtigen Gebietes vorgetragen, während das Kapitel über Dynamik des Kurbelgetriebes namentlich Bedürfnisse des Maschineningenieurs befriedigt. Mit einer kurzen Darstellung der Lehre des Stoßes und einem Abriß der Vektorenrechnung findet das Werk seinen Abschluß. Niemand wird das Buch ohne erheblichen Gewinn aus der Hand legen. Er wird vor allem leicht erworben, da alle Theorie stets im Hinblick auf Anwendungen der Praxis vorgetragen wird. Wer die Ergebnisse des Studiums der Technischen Mechanik selbst an Technischen Hochschulen kennt, wird die Darstellung des Verfassers einzuschätzen wissen. Er versteht das Verständnis für die Mechanik zu erwecken und bereitet auf diese Weise das Studium von Lehrbüchern vor, die sich ein höheres Ziel stecken. Das Buch soll daher namentlich den studierenden Fachgenossen warm empfohlen sein. B.

Fehlands Ingenieur-Kalender 1923. 2 Teile. Für Maschinen- und Hütteningenieure, herausgegeben von Prof. P. Gerlach unter Mitwirkung von Betriebsdirektor Erbreich in Tangerhütte, Prof. Unold und Prof. Zietemann in Chemnitz. Verlag von Julius Springer, Berlin. Preis 4000 M.

Der wohlbekannte Fehland-Kalender zeigt auch im vorliegenden 45. Jahrgang die alten Vorzüge und ist vom Herausgeber und seinen Mitarbeitern in geschickter Weise auf dem Laufenden gehalten. Sein auf knappstem Raum zusammengefaßter Inhalt überspannt hauptsächlich das ganze für den Maschinen- und Hütteningenieur in Frage kommende Gebiet, hat aber auch für den Bauingenieur das weiteste Interesse und gibt überall für die erste Orientierung und Überschlagsarbeiten genügende und zuverlässige Auskunft. Erweitert wurde der Kalender durch neue Erfahrungszahlen, durch Hinweise auf die Arbeiten des Normenausschusses der deutschen Industrie, durch Aufnahme der im Hebezeugbau wichtig gewordenen Sonderschaltungen und durch Abdruck der Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure nach der Neufestsetzung von 1921. Hier muß bemerkt werden, daß seitdem die Stundensätze und Tagegelder mit der stetig fortschreitenden Geldentwertung wiederholt nach oben geändert worden sind, was wohl kaum eines Hinweises bedarf. Die 207 Textfiguren sind gut gewählt, klar gehalten und unterstützen den Wortlaut und die Zahlentafeln aufs beste. Bei den Vorwärmern wäre künftig vielleicht auch die Luftvorwärmung kurz mit zu besprechen, im Gebiete der Dampferzeugung auf die Dampfspeicher (Ruths) und Elektrodampfkessel Rücksicht zu nehmen. Lewicki.

Verdrehungsversuche zur Klärung der Schubfestigkeit von Eisenbeton. Heft 258 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens von Otto Graf und E. Mörsch. Berlin, Verlag des Vereins Deutscher Ingenieure; für den Buchhandel Verl. Buchhdlg. von Julius Springer, Berlin 1922. Grundzahl 1,5.

Die Versuche, die hier O. Graf und E. Mörsch besprechen und auswerten, sind auf Anregung des an zweiter Stelle genannten angeregt und ausgearbeitet worden, um die Klärung des Wesens der Schubwirkung im allgemeinen zu fördern und die Bewehrung kreis- und ringförmiger Betonkörper gegen Schub zu erörtern. Während Graf über die Versuchsdurchführung und die Versuchsergebnisse berichtet, gibt Mörsch deren statische Auswertung. Hierbei erreicht er eine sehr befriedigende Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch und stellt namentlich die Wirkungen, welche aus der Verschiedenheit der Druck- und Zugelastizität entspringen, anschaulich dar. Bei den Beobachtungen hat sich erneut gezeigt, daß der Eisenbeton wegen genauer Beobachtungen der Formänderungen und der Rißbildung ganz besonders geeignet ist, Festigkeitserscheinungen allgemein zu klären.

Die wertvollen Ergebnisse werden folgendermaßen von den Verfassern zusammengefaßt: „Es gibt beim Beton keine eigentliche Drehungsfestigkeit, vielmehr erfolgt Rißbildung und Bruch, wenn die Zugfestigkeit in der Richtung der Hauptzugspannungen überwunden wird. Diese Hauptspannungen werden günstig beeinflußt durch zu-

sätzliche Druckspannungen, die am Umfang und den daran anschließenden Partien der zylindrischen Probekörper in axialer und tangentialer Richtung auftreten und dadurch entstehen, daß die auf Schub beanspruchten Körperelemente ihre Abmessungen etwas vergrößern. Dies ist wiederum verursacht durch die Verschiedenheit der Elastizitätszahlen für Zug und Druck. Deshalb müssen sich ähnliche Erscheinungen bei anderen Baustoffen, wie Gußeisen zeigen, wo das Verhältnis von $E_z$ und $E_d$ ganz ähnlich ist.

Die von Mohr in der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1900 S. 1524 auf Grund theoretischer Erwägungen über die Ursachen der Elastizitätsgrenze und des Bruchs eines Stoffes für die Drehungsfestigkeit gefundene Beziehung $k_J = \frac{k_b\, k_z}{k_b + k_z}$, wo $k_b$ die Druckfestigkeit (Prismenfestigkeit) des Betons und $k_z$ seine Zugfestigkeit bedeutet, würde hier $k_J = \frac{125 \cdot 11{,}5}{125 + 11{,}5} = 10{,}5$ kg/cm² ergeben. Diese Zahl stimmt weder mit der rechnungsmäßig noch mit der tatsächlich am Umfang aufgetretenen Schubspannung überein.

Mit der Schub- und Drehungsfestigkeit des Betons darf seine Scherfestigkeit, d. h. sein Widerstand gegen unmittelbares Abscheren nicht verwechselt werden. Nach dem Versuchsbericht schwankt diese Scherfestigkeit zwischen 26,2 und 36,2 kg/cm², kommt also dem von Mörsch aufgestellten dafür möglichen Grenzwerte $t = \sqrt{k_b\, k_z} = \sqrt{125 \cdot 11{,}5} = 37{,}7$ kg/cm² nahe. Der abzuscherende Querschnitt befindet sich unter gänzlich anderen Bedingungen als ein auf Drehung beanspruchter Zylinderquerschnitt, insbesondere fehlt jede Stetigkeit der Spannungen beim Übergang zu benachbarten Querschnitten. Unmittelbar neben den abscherenden Kanten ist diese Unstetigkeit besonders in die Augen springend. Deshalb stimmt auch die von Mohr für die Scherfestigkeit aufgestellte Beziehung $t = \frac{1}{2}\sqrt{k_b\, k_z}$, die nur $t = 18{,}8$ kg/cm² liefern würde, nicht mit den Versuchszahlen überein, denn bei der Herleitung machte Mohr ausdrücklich die Voraussetzung, daß sich die Spannungen im Körper stetig ändern, daß also die Spannungen der beiden Oberflächenelemente an den Enden eines Durchmessers des kugelförmig gedachten Körperelements nach Größe und Richtung verschwindend wenig voneinander abweichen.

Längseisen allein wirken nur unbedeutend auf Torsion mit; die bei starker Bewehrung etwa beobachtete günstige Wirkung ist wohl mehr der Vermehrung der zusätzlichen Druckspannungen in der Längsrichtung zuzuschreiben, weil die Längseisen die Verlängerung hindern. Ringe allein sind wertlos.

Längseisen und Ringe zusammen erhöhen den Widerstand gegen Drehung, aber nicht indem sie unmittelbar Schubspannungen aufnehmen würden, sondern weil sich nach Auftreten der schrägen Zugrisse ein neues Gleichgewichtssystem zwischen den Druckstreifen und der Bewehrung bilden kann. Diese Bewehrungsart bleibt aber in ihrer Wirkung weit hinter den Spiralen zurück, die imstande sind, ohne weiteres die vor den Rissen im Beton wirksam gewesenen Zugkräfte zu übernehmen.

Die Torsionsversuche haben damit zu einem Ergebnis geführt, das auch in ähnlicher Weise bei den Versuchen über die Schubwirkung an Plattenbalken erhalten wurde. Auch hier zeigte sich, daß die senkrechten Bügel keine wagerechten Schubkräfte übertragen können, sondern daß sie nach Eintritt der schrägen Schubrisse auf Zug wirken und so einen neuen Zustand des Gleichgewichts ermöglichen. Die Schrägeisen sind den Bügeln überlegen, weil sie unmittelbar die schiefen Zugspannungen des Betons aufnehmen können."

Es bedarf nach dieser Zusammenfassung kaum des Hinweises, welch hervorragenden Folgerungen nicht nur für den Verbundbau, sondern vor allem für die Erforschung der allgemeinen Festigkeitsverhältnisse die inhaltreiche Untersuchung gezeitigt hat. M. F.

Tonindustriekalender 1923 mit Bezugsquellen für die Baustoffindustrie in zwei Teilen. Preis für Deutschland 750 M. Verlag Tonindustrie-Zeitung.

Teil I enthält in der alten bewährten, bestens brauchbaren Ausführung ein Kalendarium mit wertvollen angefügten allgemeinen Angaben, während in Teil II neben dem Bezugsquellenverzeichnis in einem besonderen Teil eine Anzahl wertvoller Aufsätze gegeben sind: Geschichte des märkischen Ziegelbaues (von Hasak), Materialprüfungsmaschinen (von Hecht), der Betriebsleiter (A. Hielscher), Baggerbau (Mausbacher), Zementkalke (Burchartz), Bilanzfragen, Mitteilungen aus der Zementwaren- und Kunststeinindustrie, Gewerbliche Schutzrechte im Jahre 1922, usw. Auch die Neuauflage wird gleich allen früheren in den Kreisen, an die sie sich wendet, gern und mit Erfolg benutzt werden. Dem Kalender ist noch ein als Nachschlagewerk namentlich wertvolles Bücherverzeichnis ,,Steine und Erden" angefügt. M. F.

Entwerfen und Zeichnen von Hochbauten. Von Prof. Baldauf und Dipl.-Ing. Pietzsch, Architekten. 82 Seiten mit 112 Abb. und 2 Tafeln. 3 verbesserte Auflage 1922. Verlag Degener, Leipzig. Preis 3,60 M. Schlüsselzahl des Börsenvereins.

Das Büchlein, bestimmt zum Gebrauch von Technikern in den Büros von Architekten, gibt durch vergleichende Nebeneinanderstellung von Bauzeichnungen in richtiger und falscher Darstellungsweise eine genaue Anweisung zum Zeichnen von Ausführungsplänen von Hochbauten. Als Einleitung sind die Elemente der Projektionslehre wiedergegeben. Im folgenden sind Grundrisse, Ansichten, Längs- und Querschnitte von ländlichen und städtischen Wohnhäusern abgebildet und zum Schlusse eine Anzahl baupolizeilicher Bestimmungen für die Darstellung von Neu- und Umbauten aufgeführt. Leh.

## STELLENÜBERSICHT.

77. Regbmstr. oder Dipl.-Ing. als Geschäftsführer mit langj. Erf. in ähnlicher Stellung ges. Friedr. Geertz, A. G. für Bauausführungen, Schwerin i. M. (Dt. Bztg. 21. 4.)
78. Jüngerer Dipl.-Ing., unverheiratet, mit vorzügl. stat. Kenntnissen und mindestens einjähriger prakt. Tätigkeit im Eisenbetonbau von erster Eisenbetonfirma Mitteldeutschlands ges. Angeb. unter Y 398 a. d. Verlag d. D. Bztg. (21. 4.)
79. Oberleiter, allererste Kraft für Berliner Eisenbeton A. G. ges. Gefordert langj. Baustellenpraxis b. erst. Firmen d. Eisenbetonbranche. Ang. unt. Z. 399 a. d. Verlag d. D. Bztg. (21. 4.)
80. Dipl.-Ing., guter Statiker und Konstrukteur, mit reichen Erf. im Beton- u. Eisenbetonbau als techn. Leiter für 1. Juni ges. F. W. u. H. Förster, Eisenbetonbau, Königsberg, Preußen, Steindamm 9. (D. Bztg. 28. 4.)
81. Eisenbeton-Ing., der die Verhältnisse in Bayern kennt, zur Leitung ihrer Nürnberger Niederlassung von großer Eisenbetonbauunternehmung ges. Angeb. unter E. 404 a. d. Verlag d. D. Bztg. (28. 4.)
82. Dipl.-Ing. mit längerer Praxis und Erf. im Verkehr mit Behörden ges. Otto Lüttritz, A. G. für Industrie- und Tiefbau, Berlin-Schöneberg, Hauptstr. 96 (D. Bztg. 28. 4.)
83. 2 Eisenbeton-Ing. von erster Baufirma der Niederlausitz in Zentralbüro und nach Niederlassung Berlin gesucht. Bedingung: Sichere Statiker, Konstrukteure mit mehrj. Unternehmerpraxis. Geboten wird gutes Gehalt, evtl. Tantieme und Dauerstellung. Angebote unter X 422 a. d. Verlag d. D. Bztg. (28. 4.)
84. Regbmstr. a. D. oder Dipl.-Ing. (Wasserbau) mit mehrjähr. prakt. Erf. u. Bewährung für laufende Büroarbeiten u. Bauausführungen ges. Staatl. Hafenbauamt Stolpmünde in Pommern (Zentralblatt 2. 5.)
85. Technischer Stadtrat für die Stadt Gleiwitz zur Leitung der Gas- und Wasserwerke, der elektrotechn. Abteilung, Badeanstalten, Zentralheizungen, Müllabfuhr, Kläranlage, des Fuhrparkwesens usw. ges. Grundgehalt 42—63 000 M., Zuschläge, Pension und Hinterbliebenen-Fürsorge nach den gesetzlichen Bestimmungen. Bew. an den Magistrat z. H. des Oberbürgermeisters bis 10. 5. (Zentralblatt 2. 5.)
86. Obering. Organisationstalent, sicher in Statik und Kalkulation für sof. ges. Paul Schmidt Sohn, Worms a. Rh. (D. Bztg. 2. 5. u. 5. 5.)
87. Obering. Mit langjähr. Erf. im Hoch-, Tief- u. Eisenbetonbau, guten Kenntnissen in Statik, sicher in Kalkulation und Organisationswesen von größerer Bauunternehmung am Mittelrhein zur Ltg. der Techn. Abtlg. für sof. ges. Angeb. unter M. 435 a. d. Verlag d. D. Bztg. (2. 5. u. 5. 5.)
88. Obering. Im rheinisch-westfäl. Industriegebiet gut eingeführt u. mit den dortigen Verhältnissen vertraut, für Konstruktion und Kalkulation von Eisenbeton-Hoch- u. Tiefbauten und für die Kontrolle der Baustellen ges. Dyckerhoff u. Widmann A.-G., Düsseldorf, Postfach 311. (D. Bztg. 5. 5.)
89. Ing., erf. in Hoch- und Tiefbau, sicherer Statiker ges. H. Schacht & Co., A.-G., Hannover, Münzstr. 2.
90. Ing. mit guten Kenntnissen und Erfahr. im Tunnelbau, insbes. von Tunneln unter Wasserwegen ges. Angeb. unter C 451 a. d. Verlag d. D. Bztg. (5. 5.)
91. Lehrerstelle an der Sächs. Staatsbauschule zu Plauen i. V. für Mathematik und Baukonstruktion zum 1. Oktober zu besetzen. Beschäftigung nur während der Wintermonate. Bew. an die Direktion der Staatsbauschule. (D. Bztg. 5. 5.)
92. Stadtbaudirektor für die Stadtgemeinde Graz ges. Bezüge nach der 1. Bezugsklasse für leitende Beamte. Anfangsbezug monatlich 26 000 Kronen mal Indexzahl (z. Zt. 155,9). Bew. bis 16. Juni an die Präsidial-Einlaufstelle des Stadtrates (D. Bztg. 5. 5.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang 31. Mai 1923 Heft 10

## GEORG BARKHAUSEN †.

Weit über den Rahmen der Fachwelt hinaus hat der Name Barkhausen einen guten Klang. Der Tod dieses bedeutenden und aufrechten deutschen Mannes, der ihn nach schwerem Leiden im Alter von 74 Jahren am Ostersonntag dieses Jahres aus einem Leben rastloser Arbeit abrief, hat überall aufrichtige Trauer hervorgerufen. Die große Zahl seiner Schüler, die er in 30 Jahren akademischer Lehrtätigkeit von 1880 bis 1910 an der Technischen Hochschule Hannover heranbildete, vereinigt sich mit den Fachgenossen, die mit ihm amtlich oder beruflich verkehrten und den Freunden, die ihm menschlich nahestanden, in dankbarem und schmerzlichem Gedenken an das, was Barkhausen ihnen allen war.



In den 70er Jahren beendete der Verstorbene Studium und Staatsprüfungen mit Auszeichnung und war dann beim Bau der Berliner Stadtbahn im Staatseisenbahndienst tätig. Die Probleme des Eisenbahnwesens haben von ihm in treuem Festhalten an seiner ersten Berufsarbeit besonders in seiner Eigenschaft als Herausgeber und Schriftleiter der „Eisenbahntechnik der Gegenwart" und des „Organs für die Fortschritte im Eisenbahnwesen" bis an sein Lebensende wissenschaftliche und praktische Förderung erfahren. Seine akademischen Lehr- und Forschungsziele waren aber in erster Linie auf den konstruktiven Ingenieurbau und seine statische Begründung gerichtet. Hier geriet Barkhausen in der Vollkraft seiner Leistungsfähigkeit in die glanzvolle Entwicklungszeit der deutschen technischen Wissenschaft und hat einen vollen Anteil an ihren Erfolgen.

Klare wissenschaftliche Erkenntnis und einsichtsvolles Verständnis für die Bedürfnisse der Praxis, die sich gegenseitig befruchten und steigern, sind die Schlüssel für die Erklärung des gewaltigen Aufschwunges der deutschen Technik. Diese beiden Grundlagen waren in der Person des Dahingeschiedenen in seltener Harmonie verbunden. Seine Vorlesungen waren Meisterwerke. Von kristallener Schärfe des Geistes getragen, abgerundet im Einzelnen wie in der Disposition, von pädagogischem Wollen und warmer persönlicher Begeisterung für die Sache erfüllt, schlugen sie die Studierenden in den Bann höchsten Interesses, trotzdem stets hohe Anforderungen an die geistige Mitarbeit gestellt wurden. Auf gleicher Höhe standen seine vielen literarischen Arbeiten in Zeitschrift- und Buchform. Klare Richtlinien, streng gesiebtes Material, unbeugsames Zielbewußtsein und sachlichste Kritik zeichnen alle seine mündlichen und schriftlichen Äußerungen aus.

Die Frische zu solcher intensiven wissenschaftlichen Disziplin konnte sich Barkhausen dadurch so lange erhalten, daß er als hochgeschätzter und vielbeschäftigter Berater der Behörden und der Industrie bis in sein hohes Alter praktische Konstruktionsarbeit auf allen Gebieten des Ingenieurwesens, sei es im Eisen-, Eisenbeton- oder Holzbau leistete.

Ein Geist von dieser unbeirrten Objektivität mit einem Temperament von zwar beherrschter, aber doch innerlich glühender Schwungkraft, fand keine restlose Befriedigung in einem ausgesprochenen Berufsleben. Er mußte alle die andrängenden Probleme ethischer und kultureller Art aufnehmen, durchdenken und gefühlsmäßig erfassen. Und so war die Lebensarbeit des Verstorbenen gekennzeichnet durch einen seltenen Reichtum an Streben nach Förderung und Vertiefung deutschen Kulturgutes — und wo Barkhausen sich einsetzte für einen Gedanken, da geschah es mit der ganzen Stoßkraft seines starken Charakters. So hat er sich der Arbeit des Allgemeinen deutschen Sprachvereins mit hingebender Treue gewidmet. Er war ein Kenner und Liebhaber edler Musik und hochwertigen Schrifttums — volkswirtschaftliche und politische Probleme versuchte er stets an der Wurzel zu fassen.

Eine Lebensarbeit von diesem Umfange und von dieser Bedeutung konnte nur geleistet werden, wenn das rein menschliche Erleben und Wirken sich dem beruflichen harmonisch eingliederte. Das Haus Barkhausen trug den gleichen Stempel geistiger Kultur. In langjähriger Ehe glücklich verheiratet, von lebenstüchtigen Kindern und fröhlichen Enkeln umgeben, genoß Barkhausen die Freuden eines echt deutschen Familienlebens und nahm und gab mit vollen Händen. Aus diesem sicheren Gefühl heraus konnte er seine von stetiger Objektivität geleitete Güte auch allen hilfreich zuteil werden lassen, die sich mit der Bitte um Rat an ihn wandten. An erster Stelle ist dies seinen Schülern zugute gekommen, denen er nicht nur in akademischem Geiste Anregung und praktische Förderung im Unterricht bot, sondern die er durch das Vertrauen, das ihm überall entgegengebracht wurde, auch im werktätigen Leben stets auf den rechten Weg bringen konnte.

So steht sein Bild allen, die ihn kannten oder von ihm wußten, vor Augen als eine Zierde seines Standes — als eine straffe, gütige, in sich abgeschlossene und abgerundete Ingenieurpersönlichkeit.

Robert Otzen.

# ENTWURF EINES SCHIFFSHEBEWERKES VON 36 m HUB „BAUART HARKORT“.

(Zweiter Abstieg des Hohenzollernkanals bei Niederfinow.)

*Von Dr.-Ing. Karner, Dortmund.*

***Übersicht.*** Es wird der Entwurf eines Schiffshebewerkes für den zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals bei Niederfinow besprochen, der von der Gesellschaft Harkort, Duisburg, im Verein mit den Firmen Fried. Krupp A. G. Grusonwerk, Magdeburg-Buckau und Wayß & Freitag A.-G., Filiale Düsseldorf, für eine mittlere Hubhöhe von 36 m ausgearbeitet wurde. Neben den Angaben über die örtlichen Verhältnisse und Entwurfsunterlagen wird die Gesamtanlage und konstruktive Durchbildung sowie der Betrieb des Hebewerkes eingehend beschrieben. Den Schluß bildet ein kurzer Überblick über die Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit.

Zur Überwindung von großen Gefällsstufen im Zuge von Schiffahrtskanälen kommen Hebewerke in Frage, wenn Schleusen mit Sparkammern nicht mehr wirtschaftlich sind.

Entwürfe und Ideen für Schiffshebewerke liegen bis jetzt in großer Zahl vor und es hat insbesondere der seinerzeitige Wettbewerb für das geplante Schiffshebewerk in Prerau (Donau-Oder-Kanal) auf die Erfindertätigkeit befruchtend gewirkt. In den letzten 10 Jahren zeitigte das Projekt des zweiten Abstieges des Hohenzollernkanals bei Niederfinow viele neue Vorschläge, da bei diesem Hebewerk eine Gefällsstufe von nicht weniger als 36 m in einem Hub überwunden werden soll. Für diesen Abstieg gibt es Entwürfe aller erdenklicher Systeme, von Hebewerken mit unmittelbarem Gewichtsausgleich durch Gegengewichte oder durch Schwimmer, von Hebewerken mit Hebelarmen, schiefen Ebenen, Tauchschleusen usw.

Das einzige bis jetzt in Deutschland zur Ausführung gekommene Hebewerk ist das Schiffshebewerk von Henrichenburg am Dortmund-Ems-Kanal[1]), das als das bedeutendste Bauwerk dieser Art anzusehen ist. Es hat sich in allen seinen Teilen einwandfrei und auf das allerbeste bewährt und wurde in dem Jahre 1898 von den Firmen Haniel & Lueg, Düsseldorf, und der Gesellschaft Harkort, Duisburg, nach einer Idee des Herrn Ingenieur Jebens gebaut.

Es ist naheliegend, daß die Gesellschaft Harkort für die Gefällsstufe bei Niederfinow, vom gleichen Grundgedanken ausgehend, einen eingehenden Entwurf ausarbeitete, der die Grundgedanken des erprobten Bauwerks aufwies. Bei der Durcharbeitung des Entwurfes waren ferner die Firmen Fried. Krupp A.-G. Grusonwerk, Magdeburg-Buckau, Wayß & Freitag A.-G., Filiale Düsseldorf und die AEG beteiligt, ferner für die künstlerische Ausgestaltung Herr Professor Wach, Düsseldorf.

## Vorgeschichte und Lage.

Der Hohenzollernkanal, der in den Jahren 1908—1913 erbaut wurde, verbindet das Fluß- und Seengebiet der Havel mit dem Unterlauf der Oder und somit die Städte Berlin und Stettin. Die Wasserstraße beginnt mit der Plötzensee-Schleuse im Nordwesten Berlins, benutzt zunächst den alten Spandauer Schiffahrtskanal, mündet dann in die Spandauer Havel ein und durchquert den Lehnitzsee. Am nördlichen Ende dieses Sees steigt der Kanal mit einer Kammerschleuse von 5,8 m Hub zur Scheitelhaltung mit 37,1 m Spiegelhöhe empor, verläuft dann in östlicher Richtung bis Niederfinow, wo mit einer vierstufigen Schleusentreppe von zusammen 36 m Hub der Abstieg zur alten Oder auf 1,39 NW. erfolgt. Nach der Vereinigung mit dem Finowkanal folgt der Großschiffahrtsweg dem Laufe der alten Oder und erhält schließlich bei Hohensaathen mit einer Schleppzugschleuse Anschluß an die Stromoder. Der Ausbau des Kanals erfolgte zweischiffig für 600 t Kähne.

[1]) Siehe Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure.

Schon im preußischen Gesetz über die Herstellung und den Ausbau von Wasserstraßen vom April 1905 war für die Gefällsstufe bei Niederfinow neben der genannten Schleusentreppe ein Hebewerk vorgesehen worden, das die Leistung des Kanals steigern sollte.

Ein engerer Wettbewerb unter deutschen Firmen entschied

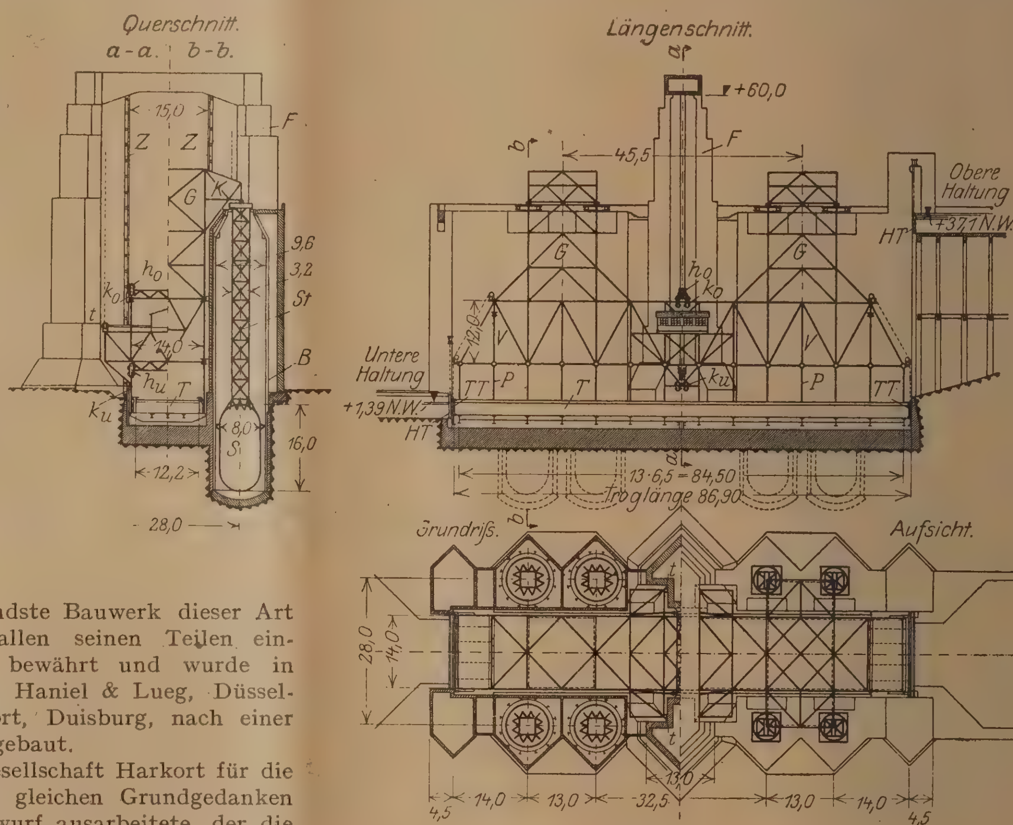



Abb. 1.

1914 für die Ausführung eines Hebewerkes an Wagebalken, jedoch hatte der Krieg die Ausführung verhindert. In der dazwischen liegenden Zeit sind aber sehr schwerwiegende technische Bedenken gegen diese Bauart zutage getreten, wodurch die Veranlassung gegeben wurde, neue Entwürfe und Vorschläge auszuarbeiten. Die neuerliche Entwurfsbearbeitung erfolgt unter Zugrundelegung der vom Reichsverkehrsministerium aufgestellten Unterlagen.

## Technische Unterlagen und Annahmen.

Das Hebewerk sollte für den Verkehr von 1000-t-Kähnen einen Trog erhalten mit 12,0 m lichter Breite zwischen den Scheuerleisten, 85,0 m nutzbarer Länge und 2,5 m Wassertiefe. Die lichte Durchfahrtshöhe der Schiffe unter den angehobenen Toren muß bei allen Wasserständen mindestens 4 m sein. Für eine einfache Hubbewegung soll die Zeit von 240 s

erreicht werden, was einer mittleren Hubgeschwindigkeit von 0,15 m/s entspricht. Die Wasserstände sind bei der oberen Kanalhaltung normal + 37,1 m, + 37,4 m HW. und + 36,6 m NNW., bei der unteren Kanalhaltung normal + 1,39, + 3,09 m HW. und + 1,09 m NNW. Das ergibt einen mittleren Hub von 36 m. Das Hebewerk wird etwa 240 m südlich von der Schleusentreppe zu liegen kommen und erhält durch kurze Kanalarme Anschluß an die bestehende Wasserstraße. Die Lage zum Hang ergibt sich unter Berücksichtigung der Bodenverhältnisse und aus der Erwägung, daß die Kosten des Massenausgleiches und des Kunstbauwerkes, das den Anschluß der oberen Haltung mit dem Hebewerk vermittelt, möglichst gering werden.

Außer den Eigengewichten sind Windlasten und die aus ungünstigen Auftriebmöglichkeiten sich ergebenden Lasten zu berücksichtigen.



Abb. 2.



Abb. 3.

Allgemeine Beschreibung.

Die Hubhöhe von 36 m und die ungünstigen Bodenverhältnisse bedingen zunächst jedoch eine seitliche Anordnung der Brunnenschächte B, die bis zu etwa ein Drittel ihrer Höhe in den Boden versenkt sind (Abb. 1). In diesen insgesamt 8 Brunnen (zu je vieren auf jeder Seite) bewegen sich Schwimmer S, die mit Hilfe von besonderen Schwimmerstützen St ein eisernes Gerüst V—G tragen, an welchem der Schiffstrog T pendelnd aufgehängt ist. Der Trogaufhängungsträger V wird, wie es auch bei den belgischen und französischen Schiffshebewerken der Fall, nur in der Mitte an einem rahmenartig über das ganze Hebewerk hinwegführenden Doppelturm F aus Eisenbetonkonstruktion geführt. Der Trog ist auf jeder Seite in 14 Punkten durch 10 m lange längs- und querbewegliche Pendelstäbe P aufgehängt, so daß eine freie Bewegung des Troges nach jeder Richtung erfolgen kann. Da der Trog den Trogaufhängungsträger gleichmäßig verteilt belastet und andererseits die Schwimmerstützen nur in einzelnen Punkten ihre Kräfte auf die Konsolen K des Trogaufhängungsträgers übertragen, so obliegt dem letzteren auch die Verteilung dieser Kräfte und er hat sonach auch die Funktionen eines Versteifungsträgers für den gesamten beweglichen Teil des Hebewerkes zu übernehmen. Der frei pendelnd aufgehängte und an den Enden geführte Trog bietet in Verbindung mit

dem Umstand, daß der Trogaufhängungsträger nur an einem mittleren Turm geführt ist, den Vorteil, daß die gesamte Tragkonstruktion in ihrer Ausdehnung nicht behindert ist und die Aufnahme und Verteilung aller Lasten in klarer Weise stets unabhängig von den elastischen Deformationen erfolgt bzw. nachgewiesen werden kann.

Der Trog ist an seinen beiden Enden durch besondere Hubtore TT abgeschlossen, die an der oberen und unteren Haltung gegenüber den Haltungstoren HT (ebenfalls Hubtore) zu liegen kommen, wenn der Anschluß an die Haltung erfolgt. Liegt der Trog beispielsweise der unteren Haltung so gegenüber, daß der Trogwasserspiegel mit dem Wasser der Haltung in gleicher Höhe sich befindet und ist die Dichtung erfolgt, so wird der tote Raum zwischen dem Trogtor und dem Hubtor der Haltung durch Öffnen eines im Haltungstor befindlichen Schiebers mit Wasser gefüllt, sodann werden beide Tore gekuppelt und gleichzeitig gehoben bzw. geöffnet. In diesem Augenblick ist die Verbindung zwischen dem Wasser des Troges und der Haltung hergestellt und ein Schiff kann ein- oder ausgefahren werden. Nun werden die beiden Tore wieder geschlossen, die Dichtung von Trog und Haltung gelöst, wobei das zwischen den Toren verbliebene Wasser sich in die Troggrube entleert und der bewegliche Teil des Hebewerkes wird nach Überwindung gewisser Reibungs- und Bewegungswiderstände durch einen Zahnstangenantrieb bis zur oberen Haltung angehoben. Oben erfolgt dann die Aus- bzw. Einfahrt eines Schiffes in der gleichen Weise.

Der Auftrieb, den die 8 Schwimmer in den mit Wasser gefüllten Brunnen erhalten, ist theoretisch genau so groß, wie das Gesamtgewicht des beweglichen Teiles des Hebewerkes einschließlich des Wassers im Troge. Für die Bewegung des Hebewerkes sind sonach, da es im Gewicht ausgeglichen ist, keinerlei Kräfte notwendig und man könnte durch Über- bzw. Unterlast des Trogwassers die Abwärts- bzw. Aufwärtsbewegung des Hebewerkes vollständig ohne maschinelle Anlage bewirken. Da ein genaues Einstellen des Trogwasserspiegels einerseits zu umständlich ist und andererseits auch während der Bewegung des Hebewerkes durch die ein- und austauchenden Schwimmerstützen Auftriebsveränderungen und dadurch kleine Gleichgewichtsstörungen auftreten und da schließlich auch gegen sonstige unvorhergesehene Ereignisse Sicherheit geboten sein muß, ist eine entsprechend große Maschinenanlage vorhanden, die einen Zahnstangenantrieb besitzt. Die Zahnstangen Z zu diesem befinden sich in dem festen Führungsturm F und der Antrieb selbst im Trogaufhängungsträger V.

Um schließlich das Einfrieren des im Brunnen befindlichen Wassers wirksam zu verhindern, erhalten die Brunnen eine dünnwandige Umkleidung aus Eisenbeton mit einer isolierenden Luftschicht. Die Verkleidung der Brunnen ist vom Architekten in glücklicher Weise in Zusammenhang mit dem festen Führungsturm gebracht und es ist damit ein schöner Gesamteindruck des Bauwerkes erzielt.

Die Verbindung des etwa 60 m hohen Hebewerkes mit dem Oberwasserkanal, der im Damm herangeführt wird, erfolgt durch eine etwa 100 m lange Kanalbrücke.

Abb. 2 zeigt, wie sich das Hebewerk als mächtiges technisches Bauwerk in die Landschaft einfügt bzw. die technische Idee wirkungsvoll verkörpert. In diesem Bilde ist der bewegliche Teil in seiner höchsten Lage dargestellt.

Abb. 3 dagegen gestattet uns einen Blick in das Innere des Bauwerkes von vorn bei abgesenktem Trog.

### Der Trog.

Der Trog ist über alles von Tor zu Tor 86,9 m lang, zwischen den Seitenwänden 12,2 m breit und seine Seitenwandungen sind 3 m hoch. Die 8 mm starke Blechhaut ist am Boden für den örtlichen Wasserdruck durch Z-Eisen ausgesteift. 0,7 m hohe Längsträger in 3,5 m Abstand und die Seitenwandungen übertragen den Wasserdruck des Bodens auf die in 6,5 m Abstand angeordneten Querträger. Der auf den Seitenwänden lastende Wasserdruck wird durch senkrechte Z-förmige Aussteifungen auf die Bodenhaut bzw. auf den am oberen Rand angeordneten 0,7 m breiten Fußsteg übergeleitet. Die Endabschlüsse des Troges werden durch die an die Querträger in der Achse der Längsträger angeschlossenen Konsolen und die Seitenwandungen abgestützt. Die Enden der vorhin erwähnten Querträger sind konsolartig hochgezogen und dienen da zur Auflagerung der Pendelstäbe mit Hilfe von Kugelzapfenlagern, die freie Beweglichkeit nach allen Richtungen ermöglichen und auch zwecks gleichmäßiger Druckverteilung leicht nachstellbar sind. Die beiderseitigen Fußstege besitzen an der Außenseite ein durchgehendes Geländer sowie eine entsprechende Anzahl von eisernen Pollern zur Befestigung der eingefahrenen Kähne.

An den beiden Enden erhält der Trog Hubtore, die als Ständertore mit außenliegender 8 mm starker Blechhaut ausgebildet sind. Sie werden von einem Rahmen aus U-Eisen umschlossen und es legen sich die in 1 m Abstand vorgesehenen Ständer unten gegen den unteren Torriegel, oben mittels Konsolen gegen einen kräftigen Querriegel. Diesem ist ein hölzerner 30 × 40 cm starker Balken vorgelagert, der als Sicherheitsfender für das Tor dient und der gegebenenfalls den Schiffsstoß durch Pufferfedern aufnimmt und in die Auflagerkonsolen des Troges überleitet. Die Abdichtung des Tores erfolgt durch einen wulstartig am Umfang des Torrahmens befestigten Gummistreifen, der durch einen starken Winkel gehalten wird. Zur Führung erhält das Tor an den Seitenflächen zwischen U-Eisen gelagerte Führungsrollen, die sich in an der Trogwand eingebrachten Rinnen bewegen, jedoch in der unteren Endstellung durch einen entsprechenden Spielraum die Rollen freigeben, so daß das Tor sich fest gegen die Gummidichtung anlegen kann. Damit der Wasserdruck das Dichtungsgummi nicht in sich zusammenpreßt, sind am unteren Rande des Dichtungswinkels besonders starke Stützknaggen vorgesehen, die etwa 3 mm gegen die Gummikante zurückstehen und den Druck auf die Bodenwinkel des Troges übertragen.

Die Trogtore haben keine eigene Hebevorrichtung, sondern werden durch 2 Riegel, die sich über Zapfen der Haltungstore legen, mit den Haltungstoren gekuppelt. Das Eigengewicht der beiden Tore und des Prellbalkens ist durch an Drahtseilen und Gelenkketten aufgehängte Gegengewichte soweit ausgeglichen, daß das Tor sich mit einer gewissen Überlast noch sicher schließt. Außerhalb des Trogs wird die Führung allein durch das Haltungstor übernommen. Beim Senken bringen seitliche Rollen und hölzerne Gleitstücke die Tore richtig vor den Dichtungsflächen zum Anliegen.

Für die Dichtung zwischen Trog und Haltung ist am Troge gleichfalls ein wulstartiger Gummistreifen befestigt, der gegen den Haltungsschild angepreßt wird und bei allen Wasserständen eine sichere Abdichtung ergibt. Um den erforderlichen Anpressungsdruck zu erhalten, wird der an Pendeln hängende Trog bei seiner Hubbewegung durch schräge Gleitschienen um 40 cm aus seiner Gleichgewichtslage in der Längsachse verschoben. Die so entstehende wagerechte Seitenkomponente aus dem Eigengewicht des mit Wasser gefüllten Troges ist so groß, daß sie nicht nur den genügenden Dichtungsdruck ausüben, sondern auch noch den bei geöffneten Toren gegen den Trog wirkenden Wasserdruck und den Winddruck aufnehmen kann.

Die schematische Darstellung der Abb. 4 zeigt den beweglichen Teil des Hebewerkes, bestehend aus dem Trog und dem durch die Pendelstäbe damit verbundenen Aufhängungsträger an der unteren Haltung in der Mitte des gesamten Hubes und an der oberen Haltung. Zu beiden Seiten jeder Haltung sind Abdrückschienen s—s angeordnet, gegen die sich entsprechende am Trog befestigte Rollen r legen. Die Schienen sind mit Rücksicht auf die senkrechten Dichtungsschilde, sowie mit Rücksicht auf die veränderlichen Wasserstände in den Kanalhaltungen vor den Haltungen senkrecht gestellt. Für die wagerechte Verschiebung des Troges sind die anschließenden Schienenenden geneigt angeordnet. Um den Hubwiderstand des Troges klein zu halten, muß die Neigung der Schienen

möglichst gering sein und es sind daher auch die Längen der Abdrückschienen so gewählt, daß die Schienen auf der Seite der oberen Haltung dort aufhören, wo die Schienen auf der Seite der unteren Haltung anfangen. Damit beide seitlichen Abdrückrollen eines Trogendes gleichmäßig belastet werden, und damit der Trog sich gegen die Haltung, an der er sich abstützt, in der wagerechten Ebene entsprechend dem Spielraum der Führung am Mittelturm etwas drehen kann, sind beide Abdruckrollen durch Hebelgestänge miteinander verbunden. Das Verbindungsgestänge der beiden Abdrückrollen kann durch eine motorisch betriebene Mutter mit Rechts- und Linksgewinde verkürzt bzw. verlängert werden, so daß die Abdrückrollen sich in der Längsrichtung gegen den Trog verschieben können. Bei der Hubbewegung des Troges sind die Abdrückrollen so gestellt, daß zwischen dem Dichtungsgummi am Trog und der Dichtungsebene am Haltungsschild ein geringer Spielraum vorhanden ist. Zum Zwecke der Abdichtung werden dann die Abdrückrollen zurückgezogen, worauf sich das Dichtungsgummi gegen den Haltungsschild legt. Das Gummi wird hierbei nur soweit zusammengedrückt, daß eine vollkommene Abdichtung auch bei der vorerwähnten wagerechten Drehung des Troges gewährleistet ist. Solange der Raum zwischen dem Trogtor und dem Haltungstor nicht mit Wasser gefüllt ist, nehmen die Abdrückrollen den Teil der wagerechten Seitenkomponente aus dem Gewicht des mit Wasser gefüllten Troges, die zur Überwindung des Wasserdruckes und des Winddruckes gegen den Trog dienen sollen, auf. Sobald der Raum dagegen mit Wasser gefüllt ist, werden die Abdrückrollen weiterhin noch so entlastet, daß sie nur noch die Kräfte zur Überwindung des Winddruckes einschließlich einer entsprechenden Sicherheit aufnehmen. Wenn der Trog an einer Haltung gestanden hat, so sind die Aufhängungspendel des Troges nach der der Haltung entgegengesetzten Seite ausgeschwungen. Beim Heben bzw. Senken stellen sie sich allmählich senkrecht, um weiterhin nach der anderen Seite auszuschwingen.

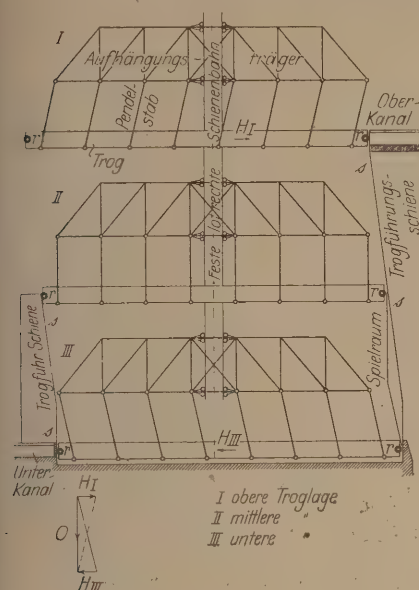


Abb. 4.

Diese Anordnung für die Trogandichtung ist von der Gesellschaft Harkort zum Patent angemeldet.

### Der Trogaufhängungsträger.

Der Trog, wie schon erwähnt, ist an einem Trogaufhängungsträger durch 2 × 14 Hängestäbe aufgehängt. Diese Pendelstäbe ermöglichen eine freie Quer- und Längsbewegung bzw. Ausdehnung, sowie eine genaue Regelung der Lastverteilung durch Nachstellen. Die Hängependel besitzen einen zweiteiligen Querschnitt. Sie greifen am unteren Ende um die Enden der Querträger herum und nehmen die Last durch ein Kugelzapfenlager auf. Am oberen Ende sind sie mit Hilfe gekreuzter Bolzen und einem dazwischengeschalteten Stahlgußstück an die Knotenbleche des Trogaufhängungsträgers angeschlossen. Der Aufhängungsträger selbst besteht aus zwei 12 m hohen Parallelträgern, die einen Abstand von 14 m haben. Durch zwei wagerechte Verbände und mehrere Querversteifungen wird der gesamte Trogaufhängungsträger zu einer räumlichen Tragkonstruktion zusammengefaßt. Im mittleren Teil sind der gesamte Antrieb eingebaut und sämtliche Einrichtungen angeordnet, die zur Führung des beweglichen Teiles des Hebewerkes zwischen dem Doppelturm notwendig sind. Das mittlere Feld des Trogaufhängungsträgers ist um 4 m heruntergezogen, um beim Angriff von Windkräften in der Längsrichtung des Hebewerkes eine kräftigere Führung zu bekommen. Ebenso sind, im Grundriß gesehen, seitlich 6 m auskragende Ausbauten angeordnet, die die Antriebsräder tragen. Der Führungsträger zeigt ferner zwei kräftige turmartige Aufbauten, die in ihrem oberen Teil konsolartig seitlich ausgebaut sind und den Auftrieb der Schwimmer aufzunehmen haben.

### Die Schwimmer und Schwimmerstützen.

Das Gewicht des bisher beschriebenen Troges mit dem Wasserinhalt des Troggerüstes und den Aufbauten wird von 8 Schwimmern getragen, die in 8 mit Wasser gefüllten Brunnen eintauchen. Die Gesamtanordnung geht ohne weiteres aus dem Grundriß der Abb. 1 hervor. Die Verbindung des eigentlichen Schwimmerkörpers mit den konsolartigen Auskragungen der Trogaufhängungsträger wird durch besondere Schwimmerstützen hergestellt. Diese haben quadratischen Querschnitt von 3,2 m Seitenlänge und stützen sich an ihrem Fußende in einer 12teiligen Kuppel auf die Spanten der Schwimmer ab und endigen an ihrem Kopfende in einer vollwandigen Traversenkonstruktion. Hier wird durch ein Kugelzapfenlager die Last an den Versteifungsträger abgegeben. Die Schwimmer und die mit ihnen starr verbundenen Schwimmerstützen wirken wie Pendelstützen, so daß auch hier völlig freies Ausdehnen des Trogaufhängungsträgers ohne Behinderung durch die Führung am Mittelturm erfolgen kann.

Die Form der Schwimmer S ist so gewählt, daß die Spannungsverteilung in der Blechhaut und die Bewegungswiderstände im Wasser des Brunnenschachtes günstig werden. Sie erhalten einen zylindrischen Teil von 8 m Durchmesser und 8 m Höhe, der durch zwei Halbkugeln von 4 m Radius abgeschlossen wird. Ein wagerechter Ring am Übergang der Halbkugel zum Zylinder nimmt die Ringspannungen auf. Auch der zylindrische Teil besitzt 12 lotrechte Spanten und wagerechte Ringaussteifungen. Dieses dadurch gebildete Trägergerippe wird von einem 13—18 mm starken Blechmantel aus hochwertigem Material umschlossen. Den bei Henrichenburg gemachten Erfahrungen entsprechend, ist das Innere der Schwimmer mit Preßluft von 5 at gefüllt, so daß in der untersten Stellung äußerer Wasserdruck und innerer Luftdruck sich ausgleichen. In der oberen Endstellung wird dann der Blechmantel auf Zug beansprucht. Durch diese Einrichtung wird erreicht, daß die Schwimmer in der Ruhestellung des Hebewerkes, also in tiefster Stellung, sehr günstige Spannungsverteilung erfahren. Zum Ausgleich der mit dem Eintauchen der Schwimmerstützen verbundenen Auftriebsvermehrung erhalten die Schwimmer im Innern der unteren Halbkugel eine zylindrische Luftkammer von 2,0 m Durchmesser. Die darin befindliche Luft wird beim Abwärtsbewegen komprimiert und der Auftrieb des Schwimmers entsprechend vermindert.

Zur seitlichen Führung und zur Aufnahme der Windlasten sind am oberen Umfange des Schwimmers 6 Konsolen mit Gleitstücken vorgesehen, die sich auf niedrigen Leisten der Rippen des Brunnenschachtes bewegen. Bei Undichtigkeiten des Troges wird durch den Auftriebsüberschuß der Schwimmer das Hebewerk selbsttätig hochfahren, wobei die Reibungswiderstände der Führungen und die Wasserwiderstände der Schwimmer bremsend auf die Bewegung einwirken. Erreicht dann der Trog die Höchstlage, so stoßen die Schwimmer mit ihren 6 Konsolen auf 6 am unteren Rande des kegelförmigen Brunnenaufsatzes angeordnete hydraulische Puffer. Diese 6 × 8 = 48 Puffer sind in der Lage, den gesamten, bei vollständigem Auslaufen des Troges entstehenden Auftriebsüberschuß von 2700 Tonnen auf den Brunnenmantel zu übertragen.

Die Führungskonstruktion (Abb. 1).

Die in der Längsrichtung des Trägers wirkenden wagrechten Windkräfte und die durch diese und etwaige ungleichmäßige Schwimmerauftriebe hervorgerufenen senkrechten Drehmomente, sowie die durch die in der Querrichtung des Troges wirkenden Windkräfte entstehenden wagrechten Drehmomente werden durch die Rollwagen $k_o$ und $k_u$ aufgenommen. Die in der Querrichtung des Troges wirkenden wagrechten Windkräfte werden noch durch die Rollwagen $h_o$ aufgenommen. Die in der Querrichtung des Troges durch die Windkräfte und die etwaigen ungleichmäßigen Schwimmerauftriebe hervorgerufenen senkrechten Drehmomente werden durch die am Führungsturm befestigten 4 Antriebszahnstangen Z, sowie die am Trogaufhängungsträger gelagerten Antriebsräder t und die die letzteren verbindenden beiden Querwellen aufgenommen. Die wagerechte Haltung des Trogaufhängungsträgers erfolgt daher in der Längsrichtung des Troges allein durch die Rollwagen $k_o$ und $k_u$ und in der Querrichtung nur durch die Rollen $h_o$. Die Führungen $k_o$, $k_u$ und $h_o$ bestehen sämtlich aus je einem Rollwagen mit 4 Laufrollen. Diese Rollwagen stützen sich, um Verklemmungen zu vermeiden, mit Pendeln gegen den Trogaufhängungsträger, wobei die Verbindung zwischen Wagen und Pendeln kardanisch ist. Zwischen den Rollen $h_o$ und den am Turm angebrachten Führungsschienen ist für die Ausdehnung infolge Temperaturschwankungen ein geringes Spiel vorgesehen.

Die Rollen $h_u$ sollen im allgemeinen nicht zum Tragen kommen und stehen daher etwas zurück. Nur bei Überlastung der Hauptantriebswellen und nach dem die Eisenkonstruktion des Trogaufhängungsträgers, an der sie befestigt sind, entsprechend nachgegeben hat, würden sie zum Anliegen kommen.

Die Hauptführungsschienen an der Innenseite des Führungsturmes haben kastenförmigen Querschnitt von 0,8 m Breite und 0,33 m Höhe. Die 3 m langen Stücke tragen an den Seitenflächen die bearbeiteten Führungsleisten und ruhen an den Stoßstellen auf genieteten 0,65 m hohen doppelwandigen Konsolschwellen. Durch Zwischenschalten einer kräftigen Lagerplatte ist ein genaues Ausrichten der einzelnen Schienenstücke möglich. 4 kräftige Ankerschrauben verbinden die Schienen mit dem Mauerwerk des Turmes. Zwischendecken von 3 m Abstand teilen das Turminnere in einzelne Geschosse. Dadurch bleiben die auf kräftigen Lagerstühlen ruhenden Muttern der Ankerschrauben jederzeit leicht zugänglich. Zur Übertragung der auf den Schienen wirkenden Schubkräfte sind die Konsolschwellen mit einem in das Mauerwerk vorspringenden Winkeleisen versehen. Während der obere Teil der Führungsschienen auf etwa 33 m Länge in Stahlguß ausgeführt wird, sind für den unteren 27 m langen Teil der geringeren Belastung wegen gußeiserne Schienenstücke vorgesehen.

Für die Querführung des Troges ist in der Mitte desselben eine Traverse derartig auf 4 Rollen verschiebbar angehängt, daß sich der Trog in der Längsrichtung frei bewegen kann, aber in der Querrichtung sich je nach der Windrichtung gegen eine Rolle an der Traverse anlegt (wenn in der Querrichtung ein Winddruck vorhanden ist). Die Traverse selbst führt sich an jedem Turmpfeiler durch je 2 Stirnrollen und durch Schleifbacken in der Längsrichtung des Troges. Um Drehungen des Troges um die mittlere Führung zu verhindern, und um genaue Einstellung der Trogenden an den Haltungen zu sichern, sind an den Enden desselben je zwei seitliche Führungen angebracht. Die Führungsbahnen hierfür reichen nicht an jedem Trogende ganz hinauf bzw. hinunter, sondern an dem einen Ende bis zu der Stelle, wo sie an dem anderen Ende beginnen, wobei keilförmige Einführungen für die Rollen an den Enden der Führungsbahnen vorhanden sind. Diese Führungsbahnen sind mit den Abdrückschienen für die Längsverschiebung des Troges vereinigt.

In der Längsrichtung wird der Trog durch die früher beschriebenen Abdrückrollen gegen eine Verschiebung durch Winddruck gesichert.

Die Brunnen.

Die Brunnen haben 9,6 m inneren Durchmesser, der ausreicht, den Bewegungswiderstand für die Hubgeschwindigkeit von 0,15 m/s gering zu halten und andererseits bei höherer Geschwindigkeit verzögernd wirkt. Insbesondere sollen die kegelförmigen Verengungen am Oberteil durch die Reibung des dann schnell durchströmenden Wassers die Geschwindigkeit verzögern. Die Ummantelung der Brunnen besteht im oberen Teil aus einer 18 mm starken Blechhaut, die an ihrer Außenseite durch 12 senkrechte Rippenträger verstärkt wird. Zur Auflagerung des Hebewerkes während Betriebspausen sind 4 übereckgestellte Unterzüge vorgesehen, die den Auflagerdruck den Versteifungsrippen zuleiten. Ferner müssen diese Rippen den auf die Schwimmerstützen entfallenden Winddruck aufnehmen, dabei wirkt der Blechzylinder mit seinen Aussteifungen als räumliche Tragkonstruktion.

Durch Verbindungsleitungen von etwa 400 mm zwischen den einzelnen Brunnenschächten wird in den 8 Brunnen immer der gleiche Wasserstand erreicht. Diese Verbindungsleitungen sind durch eine Rohrleitung an Ober- und Unterwasser angeschlossen. Diese Leitungen liegen auf dem Boden der Troggrube, durch sie kann das Wasser aus dem Brunnen nach dem Unterwasser bis auf den jeweiligen Wasserstand in der unteren Haltung abgelassen werden. Das Auffüllen der Brunnen geschieht vom Oberwasser aus. Durch zwei entsprechend angeordnete Wasserschieber werden die Verbindungsleitungen vom Unterwasser bei normalem Betriebe abgeschlossen. Für gewöhnlich ist der Schieber nach dem Oberwasser offen, damit die Wasserverluste sich ohne weiteres ausgleichen.

Nachdem das Wasser auf den Wasserstand der unteren Kanalhaltung abgesenkt ist, wird durch besondere Rohrleitung der Wasserspiegel der Brunnen durch Ablassen des Wassers in den Pumpensumpf soweit gesenkt, daß das obere Ende der Schwimmer trocken gelegt ist und nach Öffnen eines Mannloches das Innere der Schwimmer betreten werden kann. Eine kleine, fest im Schwimmer eingebaute Kreiselpumpe wird dadurch zugänglich. Nachdem durch einen Leitungsschlauch die nach dem Pumpensumpf führende Leitung mit der festen, im Brunnen vorhandenen Rohrleitung verbunden ist, kann das letzte Wasser mittels dieser Pumpe durch den Schwimmerboden hindurch ausgeschöpft werden. Der Motor mit der Anlaßvorrichtung ist nicht fest eingebaut, sondern wird erst, wenn der Brunnen ganz entleert werden soll, eingebracht. Der schwimmende Teil des Hebewerkes setzt sich in seiner tiefsten Stellung auf den Brunnenrand auf, wodurch es möglich ist, auch einzelne Brunnen ganz mit der Pumpvorrichtung zu entleeren. Für die Entleerung des Pumpensumpfes ist eine besondere Kreiselpumpe vorhanden, die das Wasser in das Unterwasser schafft.

Bei längeren Betriebspausen und während der Nachtzeit kann der Brunnenwasserstand um 4,3 m gesenkt, d. h. es werden etwa 1500 cbm Wasser verbraucht. Damit wird aber erreicht, daß bei unbeobachtetem Auslaufen des Trogwassers das Hebewerk selbsttätig nur eine gewisse Strecke hochfahren wird, bis durch die infolge der austauchenden Schwimmer entstehende Verringerung des Schwimmerauftriebes ein Gewichtsausgleich stattgefunden hat. Damit wird das Anstoßen der Schwimmer an die Puffer vermieden.

Der untere Teil der Brunnen besteht aus den eigentlichen Brunnenschächten, die ebenfalls 9,6 m lichte Weite haben. Die Tiefe der Schächte beträgt 20,7 m, ihr unterer Abschluß bildet eine zur günstigen Aufnahme des vollen Auftriebes nach oben hohl ausgebildete Eisenbetonsohle von 1,5 m Stärke. Die Auskleidung der Brunnenschächte besteht aus Tübbingen von 2,5 m Wandstärke in Verbindung mit einem dahinterliegenden 0,8 m starken Eisenbetonring. Die Tübbinge nehmen in Gemeinschaft mit dem Eisenbetonmantel die bei leerem Brunnen durch den Gebirgsdruck entstehenden Druckspannungen auf; der Eisenbetonmantel dient vor allem zur Aufnahme der bei vollem Brunnen auftretenden Zugspannungen und ferner widersteht er auch den das Schachtprofil defor-

mierenden äußeren Kräften aus ungleichförmig wirkendem Gebirgsdruck, er gewährleistet dadurch das Dichtbleiben des Schachtes. Die Räume zwischen den einzelnen Tübbingsrippen werden zur Verhinderung störender Wasserwirbel bei Bewegung des Schwimmers mit Holz ausgefuttert.

Das Abteufen der Schächte kann bei dem großen Durchmesser von 9,6 m nur mittels des Gefrierverfahrens mit Sicherheit erfolgen. Da nach dem Bohrversuche nicht damit gerechnet werden kann, eine wassertragende Schicht anzufahren, so wird der Boden bis zu einer Tiefe von 5 m unterhalb Sohlenunterkante festgefroren, so daß die Sohle selbst, ohne unter der Frostwirkung leiden zu müssen, unter vollständigem Wasserabschluß betoniert werden kann. Um die Gefrieranlage klein zu halten, wird nur je eines der 4 Paare von Schächten auf einmal gebohrt und gefroren. Während des Gefrierens des ersten Paares werden die Bohrarbeiten für das zweite Paar Schächte in Angriff genommen. Das Gefrieren selbst geschieht des großen Durchmessers wegen von zwei konzentrischen Gefrierrohrlochkreisen aus, einem inneren von 6,5 m Durchmesser und einem äußeren von 13,2 m Durchmesser. Man rechnet damit, daß in drei Monaten nach Beginn der Bohrarbeiten die Frostmauer vollständig geschlossen und die Sohle des Schachtes vollständig ausgefroren ist. Die über Tag gelegene eiserne Brunnenkonstruktion wird gegen das Auftreten starker Temperaturschwankungen durch eine Eisenbetonwand geschützt. Diese Wand ruht auf einem Eisenbetonfundament, das um die Schachtöffnung herum noch besonders verstärkt wird. In diese Verstärkung einbetoniert ist ein gußeiserner Keilkranz, der die von den eisernen Rippen der Brunnenkonstruktion abgegebenen Lasten gleichmäßig auf das Fundament verteilt.

### Der Anschluß an die Haltungen.

Die Haltungen sind, ebenso wie der Trog, durch Tore mit Dichtungen fest abgeschlossen. Das Tor der unteren Haltung ist als Riegeltor konstruiert mit außenliegender Blechhaut. Es hat eine Breite von 12,15 m und eine Höhe von 4,6 m. Die Blechhaut wird durch Ständer, die sich gegen den oberen vollwandigen Querriegel und unten durch besondere kräftige Konsolen gegen den Drempel abstützen, ausgesteift. Ein kräftiges Winkelstück mit der eingelegten Gummileiste umschließt am Außenrand U-förmig den Torrahmen und wird durch den Wasserdruck gegen vorstehende Winkelschenkel des Haltungsschildes angepreßt. Das Tor wird seitlich durch 6 Rollen zwischen Winkelleisten an den hochstehenden Schenkeln des Haltungsschildes geführt. An seiner Vorderseite ist dieser Schild mit einer Blechhaut versehen, gegen welche das Dichtungsgummi des Troges den Wasserständen entsprechend in wechselnder Lage angepreßt wird. Der untere Teil des Schildes wird durch Rahmen und Ankerschrauben fest mit dem Mauerwerk des Haltungskopfes verbunden und ist von der Seite aus zugänglich.

Das obere Haltungstor ist, um es auch im Notfalle gegen den Wasserdruck schließen zu können, als Riegeltor konstruiert. Diese, zwecks leichterer Beweglichkeit des Tores durch mehrere große Aussparungen durchbrochenen Riegel, legen sich gegen kräftige Randständer, in welche die Rollen zur Führung des Tores gelagert sind. Die das Tor U-förmig umschließende Dichtungsleiste tritt etwas gegen die Blechhaut zurück und legt sich mit ihrer Gummieinlage gegen den Anschlagwinkel des Haltungsschildes. Da der auf das Tor wirkende Wasserdruck lediglich von den Rollen aufgenommen werden muß, so erhalten die seitlichen Dichtungsflächen durch Futterunterlagen eine geringe Neigung, so daß sie sich beim Schließen des Tores allmählich nähern. Der Haltungsschild ist dem der unteren Haltung ähnlich und auch durch kräftige Ankerschrauben mit der Anschlußkonstruktion der Kanalbrücke verbunden.

Das Gewicht der Haltungstore wird z. T. durch Gegengewichte ausgeglichen, die sich innerhalb der seitlichen Türme bewegen. Die Rollen für die verbindenden Ketten sind auf einem kräftigen doppelwandigen Unterzuge gelagert, der außerdem auch die Winden und Antriebsmotore trägt. Um ein gleichmäßiges Heben zu sichern, sind die Tore durch Gallsche Gelenkketten mit den Gegengewichten verbunden.

Zur Führung der Tore außerhalb der Haltungen sind zu beiden Seiten Führungsbahnen vorgesehen, die durch mehrere Konsolen seitlich an den Türmen befestigt sind. Zur Kuppelung von Trog- und Haltungstoren ist eine Riegelvorrichtung auf dem oberen Torträger vorgesehen und gestatten zwei Wasserschieber im Haltungstor das Auffüllen des zwischen Tor und Haltung verbleibenden Spielraumes.

### Der zentrale Führungsturm.

Der zentrale 60 m hohe Führungsturm soll die vom beweglichen Teil des Hebewerkes herrührenden dynamischen Lasten und die infolge von Temperaturunterschieden und Wind auftretenden Kräfte aufnehmen. Bei der Wahl des Systems war die Forderung entscheidend, die Formänderung des Troges in Richtung der Trogachse, insbesondere aber die Ausbiegung senkrecht zur Trogachse, in möglichst kleinen Grenzen zu halten, um einen guten Anschluß des Troges in der oberen Haltung bei geringerer Inanspruchnahme der Dichtung zu erreichen. Für die Berechnung selbst war als größte zulässige Ausbiegung 30 bzw. 15 mm angesetzt.

Der Turm besteht theoretisch aus zwei in ihren Fundamenten eingespannten Ständern, die an den oberen Enden durch einen gelenkig angeschlossenen Querträger mit einander verbunden sind. Das System ist einfach statisch unbestimmt, es gibt eine statische Wirkungsgröße (z. B. die Längskraft im Querstabe), die mit den Gesetzen der Statik starrer Körper nicht bestimmbar ist und aus einer Elastizitätsbedingung berechnet wird.

Für senkrecht zur Turmwand und symmetrisch zur senkrechten Achse wirkende Lasten zerfällt das System in zwei gesonderte Konsolträger. Die Berechnung wird durchgeführt für die Kombinationen der Lastangriffe:

Rollendrücke, Winddrücke in der gleichen Weise wie sie für die Berechnung der Eisenkonstruktion zusammengesetzt erscheinen; außerdem wurde noch der Einfluß eines Temperaturwechsels sowie der eines Temperaturabfalles über den Querschnitt eines Ständers berücksichtigt. Nahe liegt naturgemäß die Wahl eines sogenannten Kastenrahmens, bei dem der Querriegel mit den Ständern steif verbunden ist (der also dreifach statisch unbestimmt ist); diese Konstruktion wurde für das Projekt aber nicht weiter in Betracht gezogen, da sich zufolge der Temperaturwirkung ein ungünstiger Einfluß auf die Formänderungsgrößen herausstellt.

Um die Bodenpressung auf ein zulässiges Maß zu bringen, wurden Ständer und Riegel mit Hohlräumen ausgebildet. Der Ständer besteht aus den Umfassungswänden und den Zwischendecken, deren gegenseitige Entfernungen so gewählt sind, daß die Befestigungsschrauben der äußeren Führungsleiste in den Hohlräumen der Ständer zu liegen kommen, also zugänglich sind. Die Teile gleichen Querschnitts von jedem Ständer greifen teleskopartig ineinander ein und sind durch einen Torsionsträger in ihrer Lage festgehalten.

Die Eisenbewehrung der Querschnitte bildet für sich ein räumliches Tragwerk aus vertikalen Winkeleisen und schiefgestellten Diagonalstäben. Mit Rücksicht darauf, daß das Betonieren absatzweise erfolgt, wird auch das Eisengerüst der Armierung absatzweise aufgebracht und kann so bemessen werden, daß es nicht den Windkräften für sich allein entsprechen muß. Der Eisenquerschnitt wurde daher nur in den Größen angenommen, die für den Turm erforderlich ist. Im Fundament wird sowohl an der Unterseite wie an der Oberseite ein Rost eingelegt, der je als räumliches Tragwerk ausgebildet ist.

Als größte Bodenpressung ergibt die Rechnung rd. 6,8 kg/cm$^2$. Die Gründung erfolgt daher mit Eisenbetonpfählen, die ca. 20 m tief bis in den tragfähigen Boden, d. i. den Kies unter Terrain, geführt und dem Verlauf der größten Bodenpressung entsprechend ausgeteilt werden. In den Zwischen-

schichten konnte infolge der schlechten Bodenverhältnisse (aufgeschwemmter Boden, Torf, Sand, Tonmergel) die Gründung nicht erfolgen. Es wurde auch darauf Wert gelegt, mit den Pfählen die Kiesschichten nicht zu durchstoßen, da das Material unterhalb derselben wieder schlechter wird (Braunkohlenlette und Sand).

### Die Ecktürme.

Die Ecktürme, deren einzelne Geschosse als Werkstätten, Lagerräume bzw. als Wohnräume für das Bedienungspersonal des Hebewerkes gedacht sind, haben die Schienenbahnen für die Führung der Trogenden mit den Winden der Hubtore aufzunehmen. Auch die beiden unteren Ecktürme sind aus architektonischen Gründen bis zur Höhe der Brunnenoberkante hochgeführt und werden in der Voransicht durch zwei breite Betonriegel miteinander verbunden. Eine schwacharmierte Betonfundamentplatte von 1½ m Stärke überträgt die Lasten der Bauten auf Betonpfähle, die bis in den tragfähigen Boden, d. i. Kies (an diesen Stellen rd. 20 m unter Terrain) reichen.

### Die Troggrube.

Die Troggrube besteht aus zwei seitlichen Eisenbetonwänden und einer schwach armierten Fundamentplatte, welche so bemessen ist, daß infolge des Wasserauftriebes kein Abheben der Sohle eintritt. Die Bauausführung erfolgt unter Wasserhaltung mittels hölzerner Spundwände.

### Die Kanalbrücke.

Den Anschluß der oberen Haltung gegen das Hebewerk zu bildet eine Eisenbeton-Kanalbrücke von rd. 100 m Länge, deren Trogsohle auf + 33,9 m liegt. Die Brücke trägt einen 28,0 m breiten Kanal, in dem zwei 1000-t-Schiffe noch nebeneinander fahren können. Die größte Wassertiefe im Kanal beträgt 3,5 m.

Die Seitenwände und Fundamentplatten des Kanals sind so stark bemessen, daß keine Zugrisse im Beton auftreten können. Die Umfassungswände stehen auf 13 Längsträgern, diese ruhen wieder auf Querträgern im gegenseitigen Abstand von 5 m, die durch in 5 Reihen angeordnete Säulen unterstützt sind. Abweichend von der gewöhnlichen Bauart einer Plattenbalkenbrücke wurden hier die Längsträger über die Querträger gestellt, um die Trogkonstruktion möglichst vom Unterbau zu trennen und Rißbildung zu vermeiden.

Der Leinpfad von 1,8 m Breite ist eine Eisenbetonplatte, die einerseits auf der Kanalwand ihr Auflager hat, andererseits auf einem Träger aufruht, der von Rippen getragen wird, die auf den Querträgern stehen.

Besonderes Augenmerk wurde der Konstruktion einer geeigneten Dichtung des Kanals zugewendet. Über die Betonplatte der Sohle werden eine 2½ cm starke Schicht Asphalt, bester Sorte, dann eine 0,3 m starke Bleiplatte und hierauf wieder eine 2½ cm starke Asphaltschicht aufgebracht. Darüber kommen 6 cm Sand und endlich Betonplatten von 8 cm Stärke, die feder- und nutartig ineinandergreifen. Die Dichtung der Seitenwände besteht gleichfalls aus Bleiplatten zwischen zwei Asphaltschichten, ferner ist im Abstand von ca. 6 cm eine 8 cm starke Holzbohlenwand vorgesehen, welche die unvermeidlichen Stöße der Schiffe von der Dichtung fernhalten soll. In Abständen von 25 m werden durchgehende Trennungsfugen im Bauwerk angeordnet zum Ausgleich von Temperaturwirkungen und Schwinden. — Die Säulen sind zur Verminderung der Knicklängen sowohl in der Längs- wie in der Querrichtung durch ein wagerechtes Stabsystem verbunden. Die Gründung der Säulen erfolgt im allgemeinen mit Eisenbetonpfählen, die bis in den tragfähigen Boden, den Kies, geführt sind. Zwischen den Fundamenten der Säulen sind in der Querrichtung der Brücke durchgehende Bankette angeordnet.

Der Anschluß der Kanalbrücke an den Damm geschieht mittels eines Tonkoffers, der seitlich bis über den Wasserspiegel reicht und mittels Verzahnung an den Trog anschließt. Um die Tondecke vor Beschädigung zu schützen, ist auch hier ein Pflaster aus Betonplatten angebracht, ferner wird die Bleiisolierung noch 1,50 m weit in den Tonkoffer hineingeführt und am Ende auf eine Länge von 15 cm aufgebogen.

## Der maschinenbauliche Teil.

### Hauptantrieb der Hubbewegung des Troges.

Der Antrieb der Hubbewegung des Troges erfolgt mittels 4 Stück Zahnstangen, die den Trogaufhängungsträger gegen senkrechte Drehmomente in der Querrichtung des Troges sichern. Die 4 Zahnstangen (s. Abb. 1 „Z“) sind in 12 m Abstand von der Mittellängsachse und 2,75 m von der Mittelquerachse des Führungsturmes angeordnet. Die zylindrischen flußstählernen Zapfen von 130 mm Durchmesser und 250 mm nutzbarer Länge sind zwischen 2 Flacheisenschienen verschraubt und diese werden in 3 m Abstand durch Laschen gestoßen. Am unteren Ende sind die beiden auf einer Turmseite gelegenen Zahnstangen durch ein Hebelgestänge verbunden, welches gleichmäßige Verteilung der Zahndrücke sichert. Die Zahnstangenritzel und die Verbindungswellen derselben sowie der weitere Hauptantrieb des Troges sind im Trogaufhängungsträger eingebaut. Der Antrieb auf die beiden Verbindungswellen der Zahnstangenritzel erfolgt unter Verwendung von je 3 Stirnradübersetzungen durch 2 Elektromotoren von je 100 PS Leistung und 580 Umdrehungen in der Minute. Die beiden Motoren sind durch ein Stirnrädervorgelege mit Übersetzung 1:1 mit einander gekuppelt, wodurch gleichmäßiges Eingreifen der 4 Zahnstangenritzel gewährleistet ist. Es kann so auch einer der beiden Motoren auf sämtliche 4 Zahnstangen arbeiten, wenn der andere Motor schadhaft geworden ist. Um die Motoren vor Überlastung zu schützen, sind sie mittels Rutschkuppelungen an das Triebwerk angeschlossen. Die Feststellung des Antriebes in der Ruhestellung erfolgt mittels auf den Motorwellen angeordneter Klotzbremsen, die durch Motormagnete betätigt werden. Die Rutschkuppelungen sind so bemessen, daß das Drehmoment der Motoren, welches dem größten errechneten Hubwiderstand entspricht, sicher übertragen werden kann. Da der größte errechnete Hubwiderstand wohl nie erreicht wird, kann unter gewöhnlichen Verhältnissen der Betrieb auch mit einem der beiden Elektromotoren aufrechterhalten werden. Wenn bei Undichtwerden des Troges Wasser ausläuft und der Überschuß an Schwimmerauftrieb den Trog mit großer Geschwindigkeit anhebt, besteht Gefahr, daß die schnellaufenden Räder des Vorgeleges durch Zentrifugalkräfte zerstört werden. Zwischen den Vorgelegewellen und den Hauptantriebswellen sind daher Zahnkuppelungen vorgesehen, die bei zu großer Geschwindigkeit des Troges durch Zentrifugalapparate gelöst werden, so daß dann nur die Hauptantriebswellen mitlaufen.

### Bewegungsvorrichtung der Tore.

Wenn der Trog vor die Haltung gefahren ist und die Andichtung zwischen Trog und Haltungsschild stattgefunden hat, werden mittels eines Handgestänges zwei Gitterschieber im Haltungstor geöffnet. Hierauf tritt Wasser aus der Kanalhaltung in den schädlichen Raum zwischen Haltungs- und Trogtor ein. Gleichzeitig mit dem Öffnen der Gitterschieber werden zwei im Haltungstor vorgesehene Schubriegel in zwei am Trogtor befindliche Ösen eingeschoben, so daß beide Tore miteinander gekuppelt sind. Wird nun das Haltungstor durch die Aufzugsvorrichtungen angehoben, so wird das Trogtor durch die Schubriegel vom Haltungstor mitgenommen. Die Trog- und Haltungstore sind durch Gegengewichte ausgewuchtet, damit beim Anheben der Tore der Gleichgewichtszustand des schwimmenden Teiles des Hebewerkes nicht gestört wird. Die Aufzugsvorrichtung ist auf einem über dem Haltungstor von den Ecktürmen getragenen doppelten Blechträger untergebracht. Das Haltungstor hängt an 4 Gelenkketten, die über Kettenrollen derart geführt sind, daß die an den Enden befestigten Gegengewichte in den zu beiden Seiten der

Kanalhaltung befindlichen Ecktürmen sich auf- und abbewegen können. Der Antrieb der Kettenräder durch den Elektromotor erfolgt mittels Stirnräderübersetzungen. Durch eine von einem Elektromagneten betätigte Klotzbremse wird die Aufzugsvorrichtung in der Ruhe festgehalten. Die Abstellung der Motoren in den Endstellungen der Tore geschieht durch Endausschalter.

### Luftdruckanlage für die Schwimmer.

Damit bei Undichtwerden der Schwimmer kein Wasser eindringen kann, werden die Schwimmer durch zwei Kompressoren mit Druckluft von 5 atm gefüllt. Diese Kompressoren werden im Maschinenhaus des Hauptantriebes aufgestellt und erhalten elektrischen Antrieb. Sie sind imstande, in 24 Stunden die für sämtliche 8 Schwimmer erforderliche Druckluft zu liefern. Jeder der Schwimmer kann nach dem Auffüllen mit Druckluft für sich von der gemeinsamen Druckleitung durch einen Hahn abgeschlossen werden und erhält ein Manometer am oberen Ende der Schwimmerstützen. Außerdem ist noch eine Warnungssignalanlage vorgesehen, die eine Sirene 5 min lang zum Ertönen bringt, wenn ein Schwimmer undicht geworden ist. An einer Tafel kann abgelesen werden, welcher der 8 Schwimmer undicht geworden ist.

Für die Sirene ist ein besonderer Luftbehälter vorhanden, der ebenfalls mit Luft bis zu 5 atm von den Kompressoren gefüllt wird. Wenn die Druckluft dieses Behälters verbraucht oder durch Undichtigkeiten im Behälter entwichen ist, wird dies ebenfalls durch eine Marke an der Tafel angezeigt.

### Der elektrische Teil.

Als Stromart und Spannung ist vorläufig Drehstrom von 500 V und 50 Perioden angenommen. Die Anschlußklemmen an das Netz sind am Fuße des Führungsturmes gedacht. Von hier aus werden die Leitungen nach den Motoren der Toraufzugsvorrichtungen und den Spills fest verlegt, während die Stromzuführungen nach den Motoren des Hauptantriebes und den Motoren der Trogandrückvorrichtungen, die sich auf dem beweglichen Teil des Hebewerkes befinden, durch eine senkrecht am Führungsturm verlegte blanke Schleifleitung und Stromabnehmer erfolgt. Von den Stromabnehmern wird der Strom einem Schaltkasten zugeführt, wo die Verteilung zu den Motoren der beiden Trogabdrückvorrichtungen und der Trogbewegung erfolgt, und zwar ist dieser Schaltkasten mit magnetischen und mit thermischen Zeitrelais ausgerüstet. Der Zweck der Relais ist die Höchststromauslösung. Der Vorteil der thermischen Relais besteht darin, daß die Wirkung von der natürlichen Erwärmung des Motors abhängig gemacht wird und infolgedessen bei erwärmtem Motor eine schnellere Wirkung eintritt als bei kaltem. Mit dieser Schaltanlage ist zugleich der Vorteil verbunden, daß nach Unterbrechung durch irgend ein Relais das Wiederanfahren nur von Null aus erfolgen kann. (Nullschaltungszwang.)

Diese Schaltanlage wird in dem gleichen Hause untergebracht, in welchem die beiden Antriebsmotoren des Troges montiert sind. Sämtliche Motoren sind von vollkommen geschlossener Bauart. Um die Aufmerksamkeit des Führers nach Möglichkeit von der Beobachtung der Handgriffe eines Kontrollers oder ähnlichen Steuerung zu entlasten, und ihn für die Beobachtung des Gesamtbetriebes freizuhalten, ist durchweg Druckknopfsteuerung gewählt worden. Die Einleitung der einzelnen Bewegungen geschieht an den Trogenden, weil hier der Führer am besten die Abdichtungen des Troges an die Haltung, das Füllen des toten Raumes zwischen den Toren mit Wasser, das Öffnen und Schließen der Tore, sowie schließlich das Ein- und Ausschleppen der Schiffe beobachten kann. Während der vierminutlichen Aufwärtsfahrt begibt sich dann der Führer von der, dem Unterwasser zugewendeten Seite des Hebewerkes nach dem anderen Ende des Troges, um von hier aus die erforderlichen Bewegungen für den Anschluß an die obere Haltung einzuleiten.

Die gesamte Steuerung der Trogbewegung hat 7 Stufen. Davon wird die erste Stellung durch einen Stromwächter bewacht, der für etwa 1½fachen Normalstrom des Motors eingestellt wird, während die anderen Stufen nur für den Normalstrom des Motors ausgelegt sind. Außerdem ist eine Umgehungsendschaltung vorgesehen, die in 2 Stellungen unterbricht, und zwar so, daß man nach Unterbrechung der ersten nur mit der kleinsten Geschwindigkeit weiterfahren kann. Am Ende der Bewegung ist alsdann die endgültige Endschaltung vorgesehen. Durch diese Einrichtung erreicht man, daß bei einem Wiederanfahren innerhalb des Bereichs der Vorendschaltung auf jeden Fall ein Anlaufen des Motors erfolgt. Die Bewegung des Troges ist aber auch bei einem Wiederanfahren stets nur die kleinstmöglichste. Die Betätigungsvorrichtung für die Endschalter muß sowohl an der unteren wie an der oberen Haltung auf einem Schwimmer montiert sein, damit die Stillegung des Troges genau in der Höhe des Wasserspiegels der oberen und der unteren Haltung erfolgen kann. Die Dauer der langsamen Fahrt kann nach Belieben eingestellt werden. Während sich der Führer auf dem Weg nach einem der beiden Führerstände befindet, kann er, im Falle es aus irgend einem Umstande notwendig werden sollte, durch zwei in entsprechenden Abständen an der Längsseite des Troges befindliche Druckknöpfe die Hubbewegung stillsetzen.

Die Abdrückvorrichtungen des Troges werden durch je einen Motor von 26 PS bei n = 580 Umdrehungen in der Minute angetrieben. Für die Abbremsung des Nachlaufes und Feststellung in der Ruhe ist eine durch Elektromagneten betätigte Backenbremse vorgesehen.

Für die Torantriebe sind ebenfalls Druckknopfsteuerungen mit Stromwächtereinrichtung vorgesehen, ferner auch eine Endausschaltung. Die Wirkungsweise der Steuerung ist genau dieselbe, wie die der Trogbewegung. Die Motoren sind für ungefähr 60 PS bei 720 UM. Um eine bestimmte Reihenfolge der einzelnen Bewegungen, wie sie durch den Betrieb gegeben sind, zu erzwingen, sind gegenseitige Sperrungen vorgesehen.

Der Antrieb der beiden Kompressoren für die Luftdruckanlage erfolgt durch je einen Motor von 85 PS Leistung. Als Anlaßvorrichtung dienen Anlasser für Vollastanlauf mit Ölkühlung und Handkurbelantrieb.

### Der architektonische Teil.

Die baukünstlerische Lösung des Schiffshebewerkes verlangte ein verständnisvolles Zusammenarbeiten der Ingenieure mit dem Baukünstler, d. h. die praktischen Anforderungen einer Nutzarchitektur sollten, unter Verzicht auf irgendwelchen Schmuck, lediglich durch die Anordnung und Gruppierung der Baumassen und durch deren glückliches harmonisches Verhältnis untereinander, den klaren zweckdienlichen wie baukünstlerischen Ausdruck finden. Andererseits war ein taktvolles Sichanpassen der Baumassen an das gegebene Landschaftsbild erforderlich, aber ohne dem Schiffshebewerk jenen monumentalen Charakter zu nehmen, der diese Bauaufgabe in ihrer Größe kennzeichnet.

Die starke Betonung des Mitteltraktes des Schiffshebewerkes ergab sich von selbst aus der rein praktischen Bauaufgabe, die hier zur Aufnahme verschiedener Kräftewirkungen eine starke Baukonstruktion verlangte. Nicht unwichtig für die Gesamtwirkung sind in Verbindung mit den Brunnenummantelungen die vier großen Turmbauten an den Schmalseiten mit den Ein- und Ausfahrtstoren, weil erst durch die Fülle der Fensteröffnungen der Turmbauten der glückliche Maßstab für die monumentale Wirkung genommen wird. Aber nicht lediglich der formalen Gliederung der Baumassen wegen sind diese Turmbauten aufgeteilt worden, sondern sie entsprechen auch wieder praktischen Anforderungen, da die acht Geschosse der Türme Werkstätten und Wohnungen enthalten sollen. Eine Brückenkonstruktion stellt die Verbindung des Hebewerkes mit dem Kanal her und paßt sich in ihrer Anlage dem Gesamtcharakter eines Schiffshebewerkes glücklich an.

Als Material der Architekturmassen soll Stampfbeton verwendet werden, der aber noch einen farbigen Anstrich erhalten wird. Ebenso soll die Eisenkonstruktion durch eine starke Farbe noch besonders hervorgehoben werden. Die beigefügten Lichtbilder (Abb. 2 u. 3) mögen einen Maßstab dafür geben, wie die Wirkung im Zusammenhang mit der großen Monumentalarchitektur in der weiten Landschaft künstlerisch gedacht ist.

Leistungsfähigkeit des Schiffshebewerkes.

Die Anlagen der gesamten zu bedienenden Schaltungen und Verriegelungen ist die denkbar einfachste, so daß hierfür nur 2 Wärter erforderlich sind.

Die für die einzelnen Bewegungen erforderlichen Zeiten sind zu einer Berg- mit nachfolgender Talfahrt wie folgt anzunehmen:

| | |
|---|---|
| Einfahren des Kahnes | 240 s |
| Schließen der Tore | 50 ,, |
| Lösen der Dichtung | 15 ,, |
| Hochfahren | 240 ,, |
| Andichten und Füllen des toten Raumes | 65 ,, |
| Öffnen der Tore | 50 ,, |
| Ausfahrt | 180 ,, |
| Einfahrt zur Talfahrt | 300 ,, |
| Schließen der Tore | 50 ,, |
| Lösung der Dichtung | 15 ,, |
| Talfahrt | 240 ,, |
| Andichten und Füllen des toten Raumes | 65 ,, |
| Öffnen der Tore | 50 ,, |
| Ausfahrt | 180 ,, |
| | 1740 s = 29 min |

Aus dieser Zusammenstellung ergeben sich als Tagesleistung bei 15stündigem Betrieb 30 Doppelschleusungen und bei einem 24stündigen Betrieb 48 Doppelschleusungen. Da erfahrungsgemäß die Jahresleistung gleich der 200fachen größten Tagesleistung angenommen werden kann, so ergibt sich für das Hebewerk eine Gesamtleistung von 200 × 30 = 6000 Doppelschleusungen bei 15stündigem Betrieb bzw. von 200 × 48 = 9600 Doppelschleusungen bei 24stündigem Betrieb. Unter der Annahme, daß die Hälfte der verkehrenden Schiffe sich am Hebewerk kreuzen, werden somit 6000 + 3000 = 9000 bei 15stündigem Betrieb bzw. 9600 + 4800 = 14 400 Schiffe bei 24stündigem Betrieb die Anlage passieren. Da einerseits nur zwei Drittel der verkehrenden Schiffe beladen sind und da andererseits die auf dem Kanal verkehrenden Schiffe von 1000 t und 600 t Ladefähigkeit nur Durchschnittsladungen von 700 bzw. 400 Tonnen besitzen, ergibt sich bei einer mittleren Ladung eines Kahnes mit $\frac{700 + 400}{2} = 550$ t eine Jahresleistung von $\frac{2}{3} \times 9000 \times 550 = 3{,}3$ Mill. t bei 15stündigem Betrieb. Das ergibt bei 24stündigem Betrieb eine Jahresleistung von $\frac{2}{3} \times 14400 \times 550 = 5{,}3$ Mill. t. Die Leistung der Schleusentreppe bei 15 bzw. 24stündigem Betrieb ist ferner mit 1,7 Mill. bzw. 2,7 Mill. t einzusetzen. Die Gesamtleistung des Hebewerkes mit der vorhandenen Schleusentreppe beträgt sonach bei 15stündigem Betrieb 3,3 + 1,7 = 5 Mill. t und bei 24stündigem Betrieb 5,3 + 2,7 = 8 Mill. t.

Es würde nun zu weit führen, auf die eigentliche Berechnung der Betriebskosten einzugehen, da hierzu ganz bestimmte Voraussetzungen und Annahmen zu machen sind. Schon eine einfache Überlegung über die beim Hebewerk erzielte Zeitersparnis zeigt jedoch deutlich den Vorteil der geschilderten Anlage. Die Zeit zum Durchfahren der Schleusentreppe in einer Richtung beträgt erfahrungsgemäß 84 min; dagegen sind für das Durchschleusen durch das Hebewerk, wie wir es oben näher ausgeführt haben, nur 15 min notwendig. Der Kahn erzielt sonach eine Zeitersparnis von 84 − 15 = 69 min. Da der Kahn in dieser Zeit eine Strecke von mindestens 5 km zurücklegt, ergeben sich daraus schon erhebliche Ersparnisse an Betriebskosten. Wenn aber auch auf weitere Vergleiche, Anlagekosten, Betriebskosten, Rentabilität und Verzinsung näher eingegangen wird, so zeigen sämtliche Untersuchungen ganz einwandfrei, daß das Hebewerk einen erheblichen Vorteil gegenüber einer Schleusentreppe ergibt.

---

# DIE LASTENZÜGE ZUR BERECHNUNG DER EISENBAHNBRÜCKEN UND DER FÜR DEN OBERBAU MASSGEBENDE ACHSDRUCK.

*Von Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Kommerell im Eisenbahn-Zentralamt, Berlin.*

In den (vorläufigen) Vorschriften für Eisenbauwerke, Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken[1]) sind die drei Lastenzüge *N*, *E* und *G* vorgesehen.

Maßgebend für den Lastenzug *N* sind 2 Tenderlokomotiven mit 7 Achsen von je 25 t,
,, ,, ,, ,, *E* sind 2 Tenderlokomotiven mit 6 Achsen von je 20 t,
,, ,, ,, ,, *G* sind 2 Tenderlokomotiven mit 5 Achsen von je 18 t.

Während bei *N* und *E* geschlossene Großgüterwagenzüge von 8 t/m Belastung und 20 t Achsdruck in Betracht kommen, ist auf *G*-Strecken die normale Wagenbelastung nur 3,6 t/m. Es wird jedoch verlangt, daß die Großgüterwagen auch auf *G*-Strecken wenigstens einzeln oder höchstens paarweise übergehen können. Die letztere Bedingung war für die Freizügigkeit der neu zu typisierenden Lokomotiven von 20 t Achsdruck von großer Bedeutung. Der maßgebende Achsdruck auf den *G*-Strecken wird nämlich hierdurch 20 t, und es ließ sich ermöglichen, den Achsabstand dieser neuen Lokomotiven so groß zu wählen, daß die Biegungsmomente des Lastenzuges *G* bei den Brücken nicht überschritten wurde, so daß solche Lokomotiven wenigstens einzeln mit den gewöhnlichen Güterwagen von 3,6 t/m auch auf die *G*-Strecken übergehen können. Um nun diesen großen Vorteil bezüglich der Freizügigkeit auch für die zukünftigen Lokomotiven von 25 t Achsdruck auf den *E*-Strecken zu haben, wurde auf Antrag des Zentralamts der Lastenzug *E* nachträglich durch eine Lastgruppe von 3 Achsen mit je 25 t Achsdruck ergänzt. In dem maßgebenden Erlaß des Herrn Reichsverkehrsministers E. VIII. 82. D. 4053 vom 28. März heißt es:

„Um später den Verkehr einzelner *N*-Lokomotiven auch auf den *E*-Strecken zu ermöglichen, wird hiermit der Lastenzug *E* durch die Bestimmung ergänzt, daß kleinere Hauptträger und die Schwellen- und Querträger für 3 Achsen von je 25 t mit 1,6 m Abstand zu berechnen sind, soweit sich hierdurch größere Beanspruchungen ergeben als durch die Lokomotive des E-Lastenzuges."

Wie wird sich nun diese Maßnahme bei den bestehenden Brücken auswirken? In der folgenden Tafel 1 sind die Spannungen ermittelt, die die Fahrbahnträger von Brücken der früheren Klasse *A* (1902—1911) erleiden, wenn die Brücken durch den ergänzten Lastenzug *E* befahren werden.

[1]) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1922.

Tafel 1.

a) Fahrbahnlängsträger. b) Hölzerne Querschwellen auf den Längsträgern.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Biegungsmoment auf einen Träger | | | | | Biegungsmoment auf einen Träger | | | | |
| Fachweite $a$ | Eigengewicht für den Träger $g$ | infolge ruhender Last $M_g$ | infolge des Lastenzuges $A$ $M_p^A$ | im ganzen max $M$ $M_g + M_p^A$ | Erforderliches Widerstandsmoment $W = \frac{\max M}{750}$ | Stoßzahl $\varphi$ | infolge des Lastenzuges $E$ $M_p^E$ | $\varphi M_p^E$ | $M_g + \varphi M_p^E$ | Spannung $\frac{M_g + \varphi M_p^E}{W}$ $\sigma$ | Bemerkungen |
| in m | in tm | mt | mt | mt | cm³ | | mt | mt | mt | kg/cm² | |
| 2 | 0,36 | 0,18 | 5,00 | 5,18 | 691 | 1,63 | 6,25 | 10,2 | 10,4 | 1510 | Zulässig 1500 kg/cm² |
| 3 | 0,38 | 0,43 | 8,44 | 8,87 | 1183 | 1,62 | 10,1 | 16,4 | 16,8 | 1420 | |
| 4 | 0,42 | 0,84 | 14,25 | 15,09 | 2012 | 1,61 | 17,5 | 28,2 | 29,0 | 1440 | |
| 5 | 0,46 | 1,44 | 21,38 | 22,82 | 3043 | 1,60 | 26,9 | 43,0 | 44,4 | 1460 | |
| 6 | 0,47 | 2,12 | 28,50 | 30,62 | 4083 | 1,59 | 36,3 | 57,8 | 59,9 | 1470 | |
| 7 | 0,48 | 2,94 | 36,73 | 39,67 | 5289 | 1,59 | 45.6 | 72,5 | 75,4 | 1430 | |
| 8 | 0 50 | 4,00 | 46,75 | 50,75 | 6767 | 1,58 | 55,0 | 86,9 | 90,9 | 1340 | |

Es ergibt sich, daß kleine Brücken bis 8 m Stützweite und die Fahrbahnlängsträger der alten Brückenklasse $A$ auch noch für den verstärkten Lastenzug $E$ ausreichen werden. Diese Maßnahme läuft praktisch darauf hinaus, daß Brückenhauptträger bis etwa 8 m Stützweite und die Fahrbahnen der eisernen Brücken für $N$- und $E$-Strecken gleich stark werden. Hätte man — mit Rücksicht darauf, daß es sich nur um vollwandige Fahrbahnträger und die kleineren vollwandigen Hauptträger handelt — den Lastenzug $E$ belassen, so wären die Spannungen zu hoch geworden, wenn man solche $E$-Brücken mit Lokomotiven des Lastenzuges $N$ befahren hätte. Beispielsweise ergäben sich bei Fahrbahnlängsträgern von 2,4 m Stützweite Spannungen bis zu 1740 kg/cm², während für bestehende Brücken nur 1500 kg/cm² zulässig sind. Die Ergänzung des Lastenzuges $E$ durch die 3 Lasten von 25 t bereitet übrigens keine größeren Schwierigkeiten, da noch sehr wenige Brücken für den Lastenzug $E$ verstärkt worden sind; später hätte sich aber eine unliebsame Behinderung in der Freizügigkeit der Lokomotiven ergeben, und nach den vorstehenden Berechnungen wäre die Fahrbahn neuer $E$-Strecken wegen der nach den neuen Vorschriften zulässigen höheren Spannungen sogar schwächer geworden als bei den Brücken des Lastenzuges $A$. Für die z. Z. in Gang befindlichen Verstärkungsarbeiten an $N$-Brücken, die noch ohne die 3 Lasten von 25 t berechnet sind, wurde zwar durch den obigen Erlaß die Möglichkeit geschaffen, von einer Abänderung Abstand zu nehmen; wenn irgend möglich, sollte aber von dieser Erleichterung kein Gebrauch gemacht werden, damit nicht noch eine weitere Brückenklasse (— $E$) entsteht.

Wenn (vielleicht in Jahrzehnten) die schwächeren Brücken und der Oberbau verstärkt sein werden, so wird das Netz der deutschen Reichsbahn nur noch zwei Streckentypen aufweisen, nämlich einerseits $N$- und $E$-Strecken zur Bewältigung des Massenverkehrs in geschlossenen Großgüterwagenzügen und anderseits alle übrigen Strecken — die $G$-Strecken. (Die $N$-Strecken unterscheiden sich von den $E$-Strecken nur dadurch, daß sie ungünstigere Steigungsverhältnisse, nämlich Steigungen von 1:100 und mehr, haben. Strecken, die einen durchgehenden Schnellzugverkehr aufweisen oder in absehbarer Zeit zu erwarten haben, sollen künftig $E$-Strecken werden.) In dem oben erwähnten Erlaß heißt es hierüber:

„Bis zur endgültigen Einteilung der Reichsbahnstrecken für das zukünftige Programm in $N$-, $E$- und $G$-Strecken ist ohne Rücksicht auf ihre gegenwärtige Zugehörigkeit zu Haupt- oder Nebenbahnen anzunehmen, daß Strecken, die einen schweren Massenverkehr aufweisen oder in absehbarer Zeit zu erwarten haben und die — abgesehen von einzelnen kurzen Steilrampen — Steigungen von 1:100 und mehr besitzen, künftig $N$-Strecken werden; daß Strecken, die einen schweren Massenverkehr aufweisen oder in absehbarer Zeit zu erwarten haben und die günstigere Steigungsverhältnisse als die eben genannten besitzen und alle Strecken, die einen durchgehenden Schnellzugverkehr aufweisen oder in absehbarer Zeit zu erwarten haben, künftig $E$-Strecken werden und daß alle übrigen Strecken künftig $G$-Strecken werden."

Es ist nun selbstverständlich, daß Brücken und Oberbau, Drehscheiben und Schiebebühnen auf den einzelnen Strecken nicht etwa sofort deshalb verstärkt werden sollen, weil sie nach dem „Programm für die Einteilung in $N$-, $E$- und $G$-Strecken" zu schwach sind, sondern man wird — natürlich unter Berücksichtigung der Zeitdauer der Verstärkungsarbeiten — erst dann verstärken, wenn diese Teile für die Betriebsmittel, die auf ihnen in absehbarer Zeit verkehren müssen, nicht mehr stark genug sind. Es darf nämlich nicht vergessen werden, daß die leichten Lokomotiven allmählich ausgemustert und nach und nach durch schwerere, leistungsfähigere ersetzt werden. Man wird dabei so vorgehen, daß man alljährlich diejenigen Strecken herausgreift, deren Umbau mit Rücksicht auf den Betrieb am dringendsten ist. Auch wird man die verhältnismäßig geringen Haushaltsmittel nicht im ganzen Reich zersplittert aufwenden, sondern man wird die ganze Kraft auf einzelne Strecken werfen, so daß man möglichst bald ein zusammenhängendes Netz von Strecken bekommt, auf dem die neuen Betriebsmittel verkehren können. Diese allmähliche Umwandlung des ganzen Bahnnetzes in $N$-, $E$- und $G$-Strecken wird Jahrzente in Anspruch nehmen, und es ist ganz unvermeidlich, daß vorübergehend neben den $N$-, $E$- und $G$-Strecken auch noch schwächere Strecken ($H$, $J$, $K$) bestehen, auf denen der Betrieb mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit der Brücken und des Oberbaues mit leichteren Lokomotiven und Wagen aufrecht erhalten werden muß.

Der oben erwähnte Erlaß sagt:

„Die eisernen Eisenbahnbrücken sind künftig in folgende 6 Klassen einzuteilen:

1. Brücken der Klasse $N$, die dem Lastenzug $N$ genügen,
2. „ „ „ $E$, „ „ „ $E$ „
3. „ „ „ $G$, „ „ „ $G$ „
4. „ „ „ $H$, „ „ 0,9fachen des Lastenzuges $G$ genügen,
5. „ „ „ $J$, „ „ 0,8fachen des Lastenzuges $G$ genügen,
6. „ „ „ $K$, die schwächer als die Brücken der Klasse $J$ sind.

Die Nachrechnungen und Klasseneinteilung aller bestehenden Eisenbahnbrücken ist in die Wege zu leiten."

Bei der Festsetzung des Lastenzuges $H$ war darauf Rücksicht zu nehmen, daß preußische Lokomotiven $P_8$, von denen rund 2900 Stück vorhanden sind, mindestens einzeln mit Wagen von 3,6 t/m Gewicht auf $H$-Strecken verkehren können. Der Lastenzug $J$ mußte so schwer werden, daß die leichteren Personenzuglokomotiven bis einschließlich $P_7$ sowie die leichteren

Güterzuglokomotiven bis einschließlich $G_8$ mit Wagen von 3,6 t/m fahren können. Die Lastenzüge $H$ und $J$ wurden in die einfache Beziehung $H = 0{,}9 \cdot G$ und $J = 0{,}8 \cdot G$ gebracht, um die Rechenarbeit beim Nachrechnen der vorhandenen Brücken einzuschränken. Zwar beträgt bei dem Lastenzug $G$ die Wagenlast 4 t/m, bei $J$ also nur $0{,}8 \cdot 4 = 3{,}2$ t/m, während bei den tatsächlichen Betriebszügen mit einer Belastung von 3,6 t/m zu rechnen ist. Je größer die Stützweite einer Brücke ist, um so mehr macht sich der Einfluß der Wagen gegenüber den Lokomotiven geltend. Da aber die in Frage kommenden Brücken der Klasse $J$ im wesentlichen in untergeordneten Nebenbahnen liegen, bei denen die Linienführung sich möglichst dem Gelände anschmiegt, so daß Stützweiten über 60 m zu den Ausnahmen gehören, so wird — da bis 60 m die Lokomotiven noch ausschlaggebend sind — die geringere Wagenlast beim Ideallastenzug $J$ keine Rolle spielen.

Was nun die Nachrechnung der bestehenden Brücken selbst und ihre Eingruppierung in die 6 Klassen anlangt, so ist es wichtig, daß für Längs-, Quer- und Hauptträger je für sich festgestellt wird, in welche Brückenklasse der betreffende Brückenteil eingereiht werden kann, wenn die Spannung höchstens die nach den Vorschriften zulässige Grenze erreicht. (Selbstverständlich steht nichts im Wege, zunächst mit $G$ zu probieren, um sofort zu erkennen, welcher Lastenzug $H =$

Auf Seite 18 sind die obersten 6 Zeilen zu kleben:

Lastenzug $E$

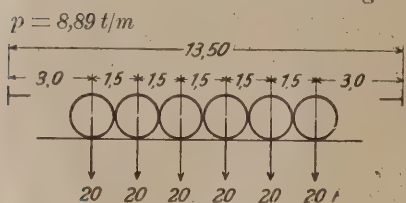


Abb. 14a

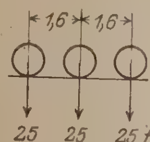
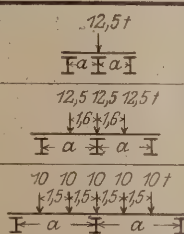


Abb. 14b

2 Tenderlokomotiven von den in der Abb. 14a wiedergegebenen Abmessungen und Achslasten und ein- oder zweiseitig angehängte Großgüterwagen (Abb. 13). Insoweit die Lastgruppe der Abb. 14b ungünstigere Spannungen hervorruft, ist diese der Berechnung zu Grunde zu legen.

Auf S. 23 Tafel 4 sind beim Lastenzug $E$ die 3 ersten Zeilen (bis 3,00/4,50 . . . . einschl.) zu kleben:

| | | | |
|---|---|---|---|
| 0,0 | 1,60 | 12,5 | |
| 1,60 | 4,00 | $37{,}5 - \frac{40}{a}$ | |
| 4,0 | 4,50 | $50 - \frac{90}{a}$ | |




0,9 $G$ oder $J = 0{,}8\ G$ noch zulässig ist.) Es hat dies dann den großen Vorteil, daß alles auf den einheitlichen Maßstab, nämlich $\sigma$ zul $= 1500$ kg/cm² bei bestehenden Brücken bezogen wird.

In den Spalten „Bemerkungen" auf der ersten Seite der Festigkeitsberechnungen wäre alsdann anzugeben, für welche Klasse der Brückenteil noch stark genug ist. Für die Klasse der ganzen Brücke ist selbstverständlich der schwächste Teil maßgebend. Es hat dies den Vorteil, daß man schon aus der ersten Seite der Festigkeitsberechnung entnehmen kann, welche Teile in erster Linie verstärkt werden müßten. Bezüglich der einzelnen Strecken sagt der Erlaß:

„Auf den $N$-Strecken ist allen Brückenneubauten und -verstärkungen grundsätzlich der Lastenzug $N$ zugrunde zu legen. Auf den $E$-Strecken sind Brückenneubauten nach dem Lastenzuge $N$ und Verstärkungen nach dem Lastenzuge $E$ vorzunehmen. Auf den $G$-Strecken sind neue Brücken nach dem Lastenzuge $E$ zu bauen und Verstärkungen nach dem Lastenzuge $G$ durchzuführen. Abweichungen von diesen Bestimmungen sind unter besonderen Verhältnissen zulässig und bedürfen meiner Genehmigung. Die Herrichtung bestehender Strecken für $N$-, $E$- und $G$-Strecken wird in jedem einzelnen Falle von mir angeordnet werden. Diesem Erlaß entgegenstehende Bestimmungen früherer Erlasse werden hiermit aufgehoben. Das Eisenbahn-Zentralamt wird Ergänzungsblätter in folgender Form zu den Tafeln 1, 3, 4 und 5 der „Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken" aufstellen und verteilen.

Aus dem Erlaß ergibt sich ferner, daß künftig nur noch zwei Oberbauarten für die Beschaffung, nämlich für 25 t Achsdruck bei $N$- und $E$-Strecken und 20 t bei $G$-Strecken in Frage kommen. In fernerer Zukunft wird man also nur noch diese beiden Oberbauarten bei den deutschen Reichsbahnen haben, was zu einer außerordentlichen Vereinfachung führen wird.

Die dem Erlaß E. VIII. 82. D 4053 vom 28. März 1923 entsprechenden Lastenzüge sind im folgenden wiedergegeben. Aus Tafel 2 sind die größten Biegungsmomente bei Brücken bis 150 m Stützweite zu ersehen. Abb. 7 zeigt die Schaulinie der Biegungsmomente.

Um möglichst bald die Vorteile des schweren Oberbaues ausnützen zu können, die sich namentlich in den geringeren

Auf Seite 19 ist beim Lastenzug $E$ von 1 bis 8 m Stützweite zu kleben:

| | | |
|---|---|---|
| 1,0 | 6,25 | 6,25 |
| 1,2 | 7,50 | 6,25 |
| 1,4 | 8,75 | 6,25 |
| 1,6 | 10,00 | 6,25 |
| 1,8 | 11,25 | 6,25 |
| 2,0 | 12,50 | 6,25 |
| 2,2 | 13,75 | 6,25 |
| 2,4 | 15,00 | 6,25 |
| 2,6 | 16,25 | 8,25 |
| 2,8 | 17,90 | 11,50 |
| 3,0 | 20,20 | 11,50 |
| 3,2 | 22,50 | 12,00 |
| 3,4 | 24,90 | 13,00 |
| 3,6 | 27,50 | 18,75 |
| 3,8 | 31,25 | 18,75 |
| 4,0 | 35,00 | 18,75 |
| 5 | 53,75 | 18,75 |
| 6 | 72,50 | 18,75 |
| 7 | 91,25 | 18,75 |
| 8 | 110 | |

Auf S. 24 Tafel 5 sind beim Lastenzug $E$ die Zeilen bis zum Querträgerabstand 4,0 einschließlich zu kleben:

| | | |
|---|---|---|
| 0—1,6 | 12,50 | 0,0 |
| 1,6 | 12,50 | 14,7 |
| 1,7 | 13,97 | 13,1 |
| 1,8 | 15,28 | 11,7 |
| 1,9 | 16,45 | 10,5 |
| 2,0 | 17,50 | 9,5 |
| 2,1 | 18,45 | 8,7 |
| 2,2 | 19,32 | 7,9 |
| 2,3 | 20,11 | 7,2 |
| 2,4 | 20,83 | 6,7 |
| 2,5 | 21,50 | 6,2 |
| 2,6 | 22,12 | 5,7 |
| 2,7 | 22,69 | 5,2 |
| 2,8 | 23,21 | 5,0 |
| 2,9 | 23,71 | 4,6 |
| 3,0 | 24,17 | 4,3 |
| 3,1 | 24,60 | 4,0 |
| 3,2 | 25,00 | 3,8 |
| 3,3 | 25,38 | 3,6 |
| 3,4 | 25,74 | 3,3 |
| 3,5 | 26,07 | 3,2 |
| 3,6 | 26,39 | 3,0 |
| 3,7 | 26,69 | 2,8 |
| 3,8 | 26,97 | 2,7 |
| 3,9 | 27,24 | 2,6 |
| 4,0 | 27,50 | |

Auf Seite 21 Tafel 3 sind beim Lastenzug $E$ die 5 ersten Zeilen bis 6—7,5 m Belastungslänge zu kleben:

| | | | |
|---|---|---|---|
| 0—1,6 | 0 | 25 | 0 |
| 1,6—3,2 | 40 | 50 | 1,6 |
| 3,2—7,2 | 120 | 75 | 3,2 |
| 7,2—7,5 | 300 | 100 | 6,0 |

Unterhaltungskosten bemerkbar machen werden, soll bis auf weiteres nur noch der schwerste Oberbau (für $N$- und $E$-Strecken) beschafft und der hierbei gewonnene alte Oberbau zur Auswechselung auf Nebenlinien verwendet werden.

Der zulässige Achsdruck auf $H$-Strecken wäre an sich $20 \cdot 0{,}9 = 18$ t. Um aber den noch vorhandenen, altbrauchbaren, leichteren Oberbau in weitestem Umfange verwenden zu können, soll vorläufig der zulässige Achsdruck bei $H$-Strecken auf 17 t herabgesetzt werden. Es können dann sowohl $P_8$-Lokomotiven als auch die neuen Kühlwagen, deren Achsdruck ebenfalls 17 t beträgt, über die $H$-Strecken fahren. Nach einigen Jahren wird man mit dem neuen schweren Oberbau für 25 t Achsdruck die nötigen Erfahrungen gemacht haben, um beurteilen zu können, ob man später auch bei den $H$-Strecken

## Klasseneinteilung der Lastenzüge.

Tafel 2.

| Stützweite in m | Zusammenstellung der größten Biegungsmomente in mt für ein Gleis bei der Gruppe | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | *N* | *E* | *G* | *H* = 0,9 *G* | *J* = 0,8 *G* |
| 1,0 | 6,25 | 6,25 | 5,0 | 4,50 | 4,00 |
| 1,2 | 7.50 | 7,50 | 6,0 | 5,40 | 4,80 |
| 1,4 | 8,75 | 8,75 | 7,0 | 6,30 | 5,60 |
| 1,6 | 10,00 | 10,00 | 8,0 | 7,20 | 6,40 |
| 1,8 | 11,25 | 11,25 | 9,0 | 8,10 | 7,20 |
| 2,0 | 12,50 | 12,50 | 10,0 | 9,00 | 8,00 |
| 2,2 | 13,75 | 13,75 | 11,0 | 9,90 | 8,80 |
| 2,4 | 15,00 | 15,00 | 12,0 | 10,8 | 9,60 |
| 2,6 | 16,25 | 16,25 | 13,2 | 11,9 | 10,6 |
| 2,8 | 17,90 | 17,90 | 15,0 | 13,5 | 12,0 |
| 3,0 | 20,20 | 20,20 | 16,9 | 15,2 | 13,5 |
| 3,2 | 22,50 | 22,50 | 18,8 | 16,9 | 15,0 |
| 3,4 | 24.90 | 24,90 | 20,7 | 18,6 | 16,6 |
| 3,6 | 27,50 | 27,50 | 22,6 | 20,3 | 18,1 |
| 3,8 | 31,25 | 31,25 | 24,5 | 22,1 | 19,6 |
| 4,0 | 35,00 | 35,00 | 27,0 | 24,3 | 21,6 |
| 5 | 53,80 | 53,75 | 40,5 | 36,5 | 32,4 |
| 6 | 72,70 | 72,50 | 55,7 | 50,1 | 44,6 |
| 7 | 98,75 | 91,25 | 76,5 | 68,9 | 61,2 |
| 8 | 130,0 | 110 | 99,0 | 89,1 | 79,2 |
| 9 | 161,3 | 137 | 122 | 110 | 98,0 |
| 10 | 198 | 167 | 144 | 130 | 115 |
| 12 | 285 | 226 | 189 | 170 | 151 |
| 14 | 373 | 286 | 247 | 222 | 198 |
| 16 | 461 | 350 | 312 | 281 | 250 |
| 18 | 571 | 421 | 377 | 339 | 302 |
| 20 | 693 | 511 | 459 | 413 | 367 |
| 22 | 831 | 606 | 549 | 494 | 439 |
| 24 | 992 | 706 | 642 | 578 | 514 |
| 26 | 1164 | 806 | 738 | 664 | 590 |
| 28 | 1345 | 916 | 835 | 752 | 668 |
| 30 | 1536 | 1036 | 941 | 847 | 753 |
| 32 | 1734 | 1176 | 1055 | 950 | 844 |
| 34 | 1941 | 1327 | 1180 | 1062 | 944 |
| 36 | 2156 | 1480 | 1305 | 1175 | 1044 |
| 38 | 2373 | 1640 | 1442 | 1298 | 1154 |
| 40 | 2599 | 1810 | 1579 | 1421 | 1263 |
| 42 | 2834 | 1985 | 1718 | 1546 | 1374 |
| 44 | 3076 | 2175 | 1861 | 1675 | 1489 |
| 46 | 3328 | 2370 | 2004 | 1804 | 1603 |
| 48 | 3590 | 2570 | 2147 | 1932 | 1718 |
| 50 | 3862 | 2775 | 2297 | 2067 | 1838 |
| 52 | 4139 | 2985 | 2452 | 2207 | 1962 |
| 54 | 4426 | 3196 | 2607 | 2346 | 2086 |
| 56 | 4721 | 3422 | 2765 | 2489 | 2212 |
| 58 | 5018 | 3662 | 2926 | 2633 | 2341 |
| 60 | 5325 | 3915 | 3088 | 2779 | 2470 |
| 65 | 6126 | 4565 | 3507 | 3156 | 2806 |
| 70 | 6988 | 5275 | 3949 | 3554 | 3159 |
| 75 | 7900 | 6025 | 4406 | 3965 | 3525 |
| 80 | 8852 | 6837 | 4869 | 4382 | 3895 |
| 85 | 9852 | 7687 | 5367 | 4830 | 4294 |
| 90 | 10915 | 8593 | 5920 | 5328 | 4736 |
| 95 | 12025 | 9543 | 6496 | 5845 | 5197 |
| 100 | 13178 | 10555 | 7098 | 6388 | 5678 |
| 110 | 15641 | 12714 | 8380 | 7542 | 6704 |
| 120 | 18304 | 15076 | 9759 | 8783 | 7807 |
| 130 | 21167 | 17638 | 11237 | 10113 | 8990 |
| 140 | 24230 | 20365 | 12820 | 11538 | 10256 |
| 150 | 27493 | 23353 | 14573 | 13116 | 11658 |

### Lastenzug *N*.

2 Tenderlokomotiven von den in der Abb. 1 wiedergegebenen Abmessungen und Achslasten und ein- oder zweiseitig angehängte Großgüterwagen von den in der Abb. 2 wiedergegebenen Abmessungen und Achslasten.

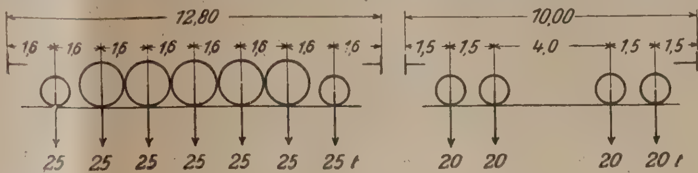



Abb. 1. Abb. 2.

### Lastenzug *E*.

2 Tenderlokomotiven von den in der Abb. 3 wiedergegebenen Abmessungen und Achslasten u. ein- oder zweiseitig angehängte Großgüterwagen (Abb. 2). Insoweit die Laststellung der Abb. 4 ungünstigere Spannungen hervorruft, ist diese Belastung zugrunde zu legen.

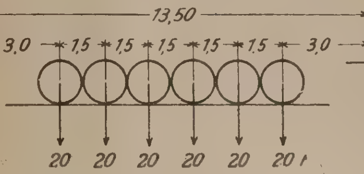



Abb. 3. Abb. 4.

### Lastenzug *G*.

2 Tenderlokomotiven von den in der Abb. 5 wiedergegebenen Abmessungen und Achslasten oder 2 Großgüterwagen (Abb. 2) mit einoder zweiseitig angehängten Güterwagen von den in der Abb. 6 wiedergegebenen Abmessungen und Achslasten oder eine Tenderlokomotive (Abb. 5), zwei einseitig angehängte Großgüterwagen (Abb. 2) und an diese anschließende Güterwagen (Abb. 6).

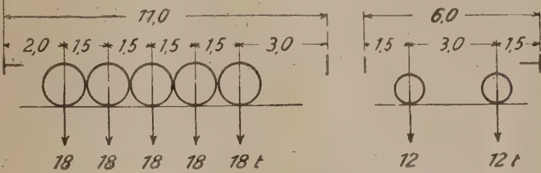



Abb. 5. Abb. 6.

Momente und Querkräfte usw. für den Lastenzug *H* erhält man, wenn man von denjenigen des Lastenzugs *G* 10 vH abzieht, desgleichen des Lastenzugs *J*, wenn man von denjenigen des Lastenzugs *G* 20 vH abzieht (also *H* = 0,9 *G*, *J* = 0,8 *G*).

Der Klasse *K* gehören alle Brücken an, die schwächer als *J* sind.

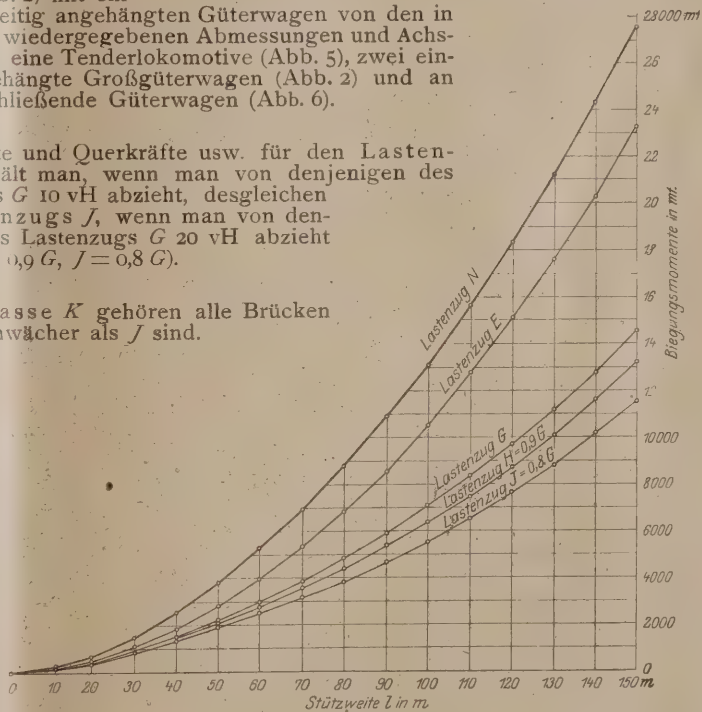



Abb. 7.

den zulässigen Achsdruck auf 18 t heraufsetzen kann. Es ergibt sich hiernach folgende Einteilung der Strecken mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit der Brücken und des Oberbaues. (Siehe Tafel 3.)

Für jeden Reichsbahnbezirk soll eine

Übersicht
über die Befahrbarkeit der einzelnen Strecken mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit der Brücken und des Oberbaues

mit folgendem Kopf aufgestellt werden:

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|
| Laufende Nr. | Nr. des seitherigen Radstandsverzeichnisses | Bezeichnung der Strecke | Nach dem Programm soll die Strecke in Zukunft eine *N*-, *E*- oder *G*-Strecke werden | Mit Rücksicht auf die Brücken | Mit Rücksicht auf den Oberbau |
| | | | | ist die Strecke zurzeit befahrbar mit Zügen der Klasse | |
| | *8890* | *z. B. Horb-Eutingen* | *E* | *G* | *H* |

Tafel 3.

| | N (rot) | E (blau) | G (gelb) | H = 0,9 G (grün) | J = 0,8 G (braun) | K (schwarz) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Für den Oberbau zulässiger Achsdruck in t . . | 25 | 25 | 20 | vorläufig 17, später 18 | 16 | 14 |
| Für die Brücken zulässige größte Wagenbelastung geschlossener Züge in t/m . . . . . . | 8 | 8 | 3,6[2]) | 3,6 | 3,6 | 3,6 |

Diese Übersichten sollen später als Unterlagen für die Neubearbeitung des Radstandsverzeichnisses dienen.

Für jede vorhandene Lokomotive und für sogenannte Schwerlastwagen sollen die Biegungsmomente berechnet und damit festgestellt werden, auf welchen Strecken (*N, E, G, H, J, K*) die fraglichen Lokomotiven bzw. Schwerlastwagen verkehren können. Die so ermittelten Fahrbeschränkungen sollen zusammen mit farbigen Karten, aus denen die derzeitige Streckenklasse ersichtlich ist, an die Betriebswerkmeistereien und Zugbildungsstationen verteilt werden.

Diese endgültige Festsetzung der neuen Lastenzüge auf Grund des mehrfach erwähnten Erlasses bringt hoffentlich die schon über ein halbes Jahrhundert währende Entwicklung zu einem gewissen Abschluß. Solange man sich beim Lokomotiv- und Wagenbau nach den vorhandenen Brücken und Drehscheiben richtete und solange namentlich die Belastung der Wagen für 1 m Länge und der zulässige Achsdruck mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit des Oberbaues durch die einengenden Vorschriften der Bau- und Betriebsordnung so niedrig waren, konnten die Fahrzeuge nicht wirtschaftlicher gestaltet werden. Erst die Erhöhung des zulässigen Achsdruckes und Gewichts der Wagen auf 1 m Länge haben einer zweckmäßigeren Entwicklung des Lokomotiv- und Wagenbaues die Wege geebnet. Auch werden wir endlich bei der deutschen Reichsbahn diejenige Einheitlichkeit im Bau und in der Leistungsfähigkeit des Bahnnetzes bekommen, die schon gleich nach dem 70er Kriege angestrebt, aber nicht erreicht wurde. Die Verhältnisse werden in Zukunft wesentlich einfacher werden, und die Vielstaaterei, die sich auch hierbei widerspiegelt, wird ein Ende erreichen zum Segen unseres teueren Vaterlandes.

---

# DIE BOGENBRÜCKE ÜBER DAS HELL GATE IN NEW YORK UND IHRE ZUFAHRTEN.

*Von Dipl.-Ing. Müllenhoff, Sterkrade (Rhld.).*

(Schluß von Seite 265.)

## 10. Die Zufahrten.

Die Zufahrten zu der großen Brücke bestehen aus 833,6 lfm Fachwerkträgern, 3,3 km Blechträgerviadukten und rd 1 km Dämmen zwischen Futtermauern aus Eisenbeton mit Gewölben über den gekreuzten Straßen. Die Eisenteile wurden von der Mc Clintic Marshall Co. in Pittsburg geliefert, nur die Rampenbrücken auf Wards Island und Long Island wurden mit der großen Brücke zusammen von der Am. Bridge Co. geliefert.

Bei den einzelnen Bauwerken ist folgendes hervorzuheben:



Abb. 21. Die Brücke über das Kleine Hell Gate.

Die Brücke über das Kleine Hell Gate (Abb. 21) kreuzt den rd 320 m breiten Arm des East River zwischen Wards- und Randalls Island unter einem Winkel von etwa 70° in 33,5 m Höhe über mittlerer Flut. Die starken Tideströmungen und einige Felsen in dem flachen Wasser, die z. T. sogar bei hohler Ebbe zutage treten, machen eine Schiffahrt außer für kleine Boote fast unmöglich. Im Winter treibt eine Menge Eis mit großer Gewalt durch die Rinne. Das Wasser ist im Mittel nur 4,5 m tief bei mittlerer Flut. Das Kriegsamt, das in Amerika die oberste Wasserbaubehörde für alle auch nur möglicherweise schiffbaren Gewässer ist, plant zwar, die Rinne in einer Breite von 183 m 7,3 m tief auszusprengen; trotzdem ist kaum viel Verkehr zu erwarten, so daß eine bewegliche Brücke nicht verlangt wurde. Der Vorentwurf sah deshalb eine 320 m lange Brücke aus 6 Parallelträgern mit obenliegender Fahrbahn vor. Sie sollten 44 bis 64 m Stützweite haben und auf vollen Betonpfeilern ruhen. Das war zwar billig, fand aber nicht die Genehmigung des Kriegsamtes, da dieses die lichte Höhe zu klein und besonders die Verbauung der Stromrinne zu groß fand. Schließlich wurde die Zahl der Öffnungen auf 4 herabgesetzt mit einer Gesamtlänge von 35,58 m von Mitte bis Mitte Uferpfeiler. Die 3 Strompfeiler stehen schief zur Brückenachse, ungefähr im Stromstrich; die Uferpfeiler sind zur Brückenachse senkrecht. Die beiden mittleren Überbauten sind 90,37 m lang, die seitlichen in der Bauwerksachse gemessen 85,39 m. Damit wurde der längere Hauptträger ebenso lang wie der der mittleren Überbauten, so daß nur 2 verschiedene Träger erforderlich wurden. Es sind Fischbauchträger mit obenliegender Fahrbahn, so daß neben den Pfeilern auch höhere Schiffe unter der Brücke hindurchfahren können. Um den Strom und die Eisdrift möglichst wenig zu hindern, wurden die Pfeiler in zwei kreisrunde Schäfte von 7,62 m ∅ im Wasserspiegel aufgelöst, die nur oben durch ein Gewölbe verbunden sind.

Eine Brücke mit untenliegender Fahrbahn hätte zwar größere Durchfahrtshöhe gegeben, aber größere Breite erfordert und die Linie der allmählich steigenden Rampe in häßlicher Weise durchschnitten.

Die Pfeiler bestehen aus Beton und sind wegen des Eisgangs von 0,37 m unter bis 3,27 m über mittlerer Flut mit Granit verkleidet. Sie sind in offener Baugrube zwischen Fangedämmen auf den Feldboden hinabgeführt worden.

Die Hauptträger haben 15,85 m Abstand und in der Mitte 15,24 m Höhe. Der parabolische Untergurt besteht aus 10 bis 13 Augenstäben aus dem gewöhnlichen Flußeisen. Sie haben 406,4 × 57,1 mm Querschnitt und Bolzen von 406,4 mm ∅. Das sind die größten bis jetzt verwendeten Augenstäbe. Alle übrigen Teile der Brücke sind voll vernietet. Diese Anordnung war billiger als eine ganz vernietete Brücke. Die Nebenspannungen in den Endfeldern sind allerdings ziemlich groß, konnten aber dadurch herabgesetzt werden, daß die Anschlüsse in den Knotenpunkten unter den Winkeln gebohrt wurden, die der

[2]) Auf *G*-Strecken können auch einzelne oder höchstens zu zweien gekuppelte Großgüterwagen von 20 t größtem Achsdrucke und 8 t/m größtem Gewicht verkehren.

geometrischen Form des fertigen Trägers entsprachen, und erst nach dem Ausrüsten der Brücke vernietet wurden.

Der Windverband liegt zwischen den Obergurten; die Untergurte sind durch Querverbände dagegen abgestützt. Die festen Lager liegen auf den Uferpfeilern; auf den Strompfeilern sind nur bewegliche Lager; in der Mitte ist eine Dehnungsfuge. Um keine schrägen Kräfte auf die schlanken Strompfeiler zu erhalten, haben die Lagerpendel 610 mm Höhe bekommen. Die Verschiebung auf dem Mittelpfeiler erreicht $\pm$ 152 mm.

Die 4 Überbauten wurden nacheinander auf einem besonders kräftigen Gerüst erbaut. Für jeden Überbau wurden 850 cbm Holz gebraucht. Jeder Knotenpunkt wurde durch doppelte Pfahljoche unterstützt, die längs und quer gut verbunden waren, auch unter Wasser, da die Pfähle kaum in den Boden eindrangen. Zum Bau diente ein 275 t schwerer Portalkran; der Bau dauerte von Februar bis November 1915. Die Brücke enthält 10 200 t Eisen und 19 700 cbm Mauerwerk und kostete 990 000 $.



Abb. 22. Die Brücke über den Bronx Kill.

Die Brücke über den Bronx Kill (Abb. 22) kreuzt den Arm zwischen Randalls Island und dem Festland unter dem Winkel von 72° in 23 m Höhe über mittlerer Flut. Zur Verminderung der Tideströmung im East River und zu seiner unmittelbaren Verbindung mit dem Haarlem River soll die Rinne 146 m breit und 7,3 m tief ausgesprengt werden. Deshalb verlangte das Kriegsamt den Bau einer beweglichen Brücke mit zwei freien Öffnungen von mindestens 36,6 m Weite rechtwinklig zum Strom. Um die Brücke nicht für jedes kleine Boot öffnen zu müssen, wurde statt der sonst billigeren Klappbrücken mit obenliegender Fahrbahn eine Brücke mit untenliegender Fahrbahn gewählt, die nicht so oft geöffnet werden muß. Die Ersparnis an Betriebskosten wird noch größer dadurch, daß das Anfahren haltender Züge auf den steilen Steigen recht schwer ist. Eine Drehbrücke hätte einen sehr starken, teuren Mittelpfeiler haben müssen, der im Kanal hinderlich wäre. Vor einer Scherzerbrücke bot die gewählte Straußsche Klappbrücke (Abb. 20) den Vorteil, daß die ersten Anlagekosten am kleinsten wurden, weil von den ganzen Einrichtungen zur Bewegung zunächst nur die Hauptlager und Zapfen gebraucht wurden, während die Gegengewichte, Lenker und Maschinen erst später, wohl nach Jahren, eingebaut werden sollen. Die Brücke besteht jetzt aus 2 Teilen, je 53,34 m lang vom Drehzapfen bis zum Mittelpfeiler, die als einfache Balken wirken. Die Hauptträger sind 13,72 m hoch, liegen in 18,92 m Abstand, sind durchweg vernietet und machen zusammen den Eindruck eines Trapezträgers, der in der Mitte durch einen Pfeiler unterstützt ist. Der Pfeiler besteht aus 2 einzelnen, kreisrunden Betonschäften, die nur oben durch einen Bogen verbunden sind. Auch die Endpfeiler sind in 4 Einzelschäfte zerlegt von rechteckigem Grundriß, die längs und quer durch Betonwände auf Gewölben verbunden sind. In dem umschlossenen Raum wird später das Gegengewicht untergebracht. Auf den beiden Querwänden ruhen 21,34 m lange Blechträger, die das Gleis tragen und später auch die Maschinen zum Betrieb der Klappen aufnehmen werden.

Die Pfeiler sind mit hölzernen Senkkästen unter Luftdruck in Tiefen von 10,6 bis 32 m gegründet worden. Sie bestehen aus Beton mit Granitverkleidung wie beim Kleinen Hellgate. Bemerkenswert sind die Drehzapfen. Sie haben 762 mm Ø und 3,2 m Länge.

Beim Bau wurde erst die eine, dann die andere Öffnung eingerüstet und die Eisenkonstruktion mit einem Derrickwagen von 50 t Tragkraft und einem Lokomotivkran verlegt, die auch beim Bau der anschließenden Blechträgerrampen benutzt wurden. Die Brücke enthält 21 600 m³ Beton, 426 t Eisen für die Blechträgerüberbauten in den Pfeilern und $28 \times 2 \times 0$ t Eisen in den beiden Klappbrücken. Für das Gegengewicht und die Maschinenteile werden später noch 1000 m³ Beton und 680 t Eisen gebraucht. Die Kosten der Brücke sind bisher rd 800 000 $.

Das Nordende der Zufahrtsrampe bis zur 132 sten Straße bot durch die Bodenverhältnisse und die Nähe der Gleise der New Havenbahn rechte Schwierigkeiten. Die beiden östlichen Gleise dieser Bahn mußten ohne Betriebsunterbrechung noch weiter nach Osten verschoben werden, um für die westlichen Gleise der New York Connecting R. R. Platz zu schaffen. Bohrungen zeigten unter einer 1,8 bis 3,6 m starken Schicht aus Kies, Sand und Asche auf 3,6 bis 7,6 m Tiefe eine weiche Schlammschicht. Darunter lag fester Sand und Kies; nur an einer Stelle kam der Felsgrund nahe an die Oberfläche. 6 Jahre vor Beginn des Baues, 1906, hatte die New Havenbahn ihre 4 Gleise hochgelegt auf einem 6 m hohen Damm mit 19,8 m breiter Krone. Der Damm war aus Lokomotivschlacke, Erde, Sand und einer Menge großer Findlinge geschüttet. Diese sind allmählich in den weichen Untergrund versackt und haben ihn an den Seiten aufgetrieben. Dieser Damm wurde auf 30 m Breite gebracht und die beiden östlichen Gleise in ihre jetzige Lage verschoben. Auf dem frei gewordenen Platze wurden die beiden westlichen Gleise der New York C. R. R. auf einer Erdschüttung zwischen Futtermauern verlegt. Die Straßen werden mit Blechträgerbrücken gekreuzt. Die Futtermauern stehen unmittelbar auf dem alten Damm der New Havenbahn. In Abständen von 6 m sind sie durch Querwände verbunden, so daß jeder Abschnitt zwischen 2 Straßen einen monolithischen Kasten ohne Boden mit Zelleneinteilung bildet. Die Höhe beträgt bis zu 5,8 m. Die Belastung des Dammes ist wohl ziemlich gleichmäßig verteilt und beträgt nur etwa 1,6 kg/cm². Seit 1914 sind bis Herbst 1917 Setzungen bis zu 200 mm aufgetreten, ohne daß sich Sprünge in den Mauern gezeigt hätten. Die Widerlager der Straßenkreuzungen sind unabhängig von den Futtermauern auf Pfähle gegründet.

Die beiden östlichen Gleise liegen ebenso auf einer Dammschüttung zwischen Futtermauern. Die östliche, äußere wurde 2,1 m unter die Erdoberfläche oder 60 cm unter den später zu erwartenden Grundwasserstand herabgeführt und auf 10 bis 14 m lange Pfähle gesetzt, die in die tragfähige Kiesschicht getrieben wurden, bis sie nicht mehr zogen. Ein Pfahl ist mit etwa 20 t belastet. Die westliche Futtermauer sollte auf die neue Schüttung zwischen dem alten Damm und der neuen Futtermauer gesetzt werden; doch da sich diese Schüttung stark setzte, wurden flußeiserne Rohrpfähle mit Stahlgußschuhen durch die Aufschüttung bis in die feste Schicht getrieben und dann mit Beton gefüllt. Die Pfähle haben 30 cm Ø und sind 18 m lang. Die daraufstehende Mauer belastet sie mit je 40 t.

Die Mauer ist mit der östlichen durch eiserne Zuganker verbunden, die mit Beton umhüllt sind. Die beiden Mauern sind im Querschnitt winkelförmig und haben in 2,44 m Abstand Versteifungsrippen; sie bestehen aus Beton mit starker Eisenbewehrung. Der ganze Abschnitt ist 357,5 m lang und enthält 12 200 m³ Schüttboden, 41 000 lfd/m Pfähle aus Holz, 2690 m eiserne Pfähle, 9200 m³ Beton und 775 t Eisenbauten. Er kostete für die 4 Gleise 775 $ für das lfm³.

Südlich der 138sten Straße wären die Dammschüttungen und Mauern zu hoch und schwer geworden. Es wurden deshalb Betonpfeiler mit eisernen Blechträgerüberbauten von 19,5 m Stützweite gewählt; an den Straßenkreuzungen ist die Stützweite größer, bis 34 m.

Wegen der großen Tiefe der weicheren Schicht wurden die Betonpfeiler auf je 2 kreisrunden Betonbrunnen gegründet. Diese haben 3 bis 4,5 m ⌀ und sind, wo nötig, unter Luftdruck, sonst durch einfaches Ausbaggern bis zur Tiefe von 3,6 bis 16,8 m unter der Oberfläche auf die tragfähige Schicht hinabgeführt. An der Kreuzung der beiden westlichen Gleise der New York Connecting R. R. mit den beiden östlichen Gleisen der New Havenbahn sind statt der Pfeiler eiserne Säulen mit Unterzügen angeordnet. Die Blechträgerrampe ist 529,12 m lang und enthält 11 315 m³ Beton und 6420 t Eisenkonstruktion. Die Kosten der viergleisigen Bahn betragen in diesem Abschnitt für das lfm 1200 $.

Die übrigen Viaduktstrecken sind mit Rücksicht darauf, daß sie stark ins Auge fallen und mit dem großen Bogen in engster Beziehung stehen, besonders sorgfältig bearbeitet worden. Gewölbte Viadukte hätten nicht nur die Geräusche am besten gedämpft und die kleinsten Unterhaltungskosten erfordert, sondern auch das beste Bild ergeben. Doch hätte die dafür besonders sorgfältige Gründung des Pfeilers zu hohe Kosten verursacht. Die typisch amerikanische Gerüstbrücke mit vergitterten Turmpfeilern von etwa 12,2 m Länge und 24,4 m langen Trägerüberbauten wäre zwar billig gewesen, wurde aber nicht als ästhetisch befriedigend betrachtet. Schon 1906 hatte deshalb Lindenthal Blechträger von 21,3 bis 22,4 m Stützweite auf eisernen Pendelpfeilern vorgeschlagen, die etwa nach 10 Öffnungen durch einen massiven Mauerpfeiler ersetzt wurden, der die Längskräfte aufnehmen sollte. Schließlich wurden aber Blechträger auf betonierten Pfeilern gewählt (Abb. 23), und zwar sind diese auch hier wie bei den kleineren



Abb. 23. Pfeilerviadukt.

Brücken in zwei getrennte Schäfte aufgelöst, die durch Gewölbe verbunden sind. Soweit nicht Straßenkreuzungen für die Stützweiten maßgebend waren, wurden die je nach der Höhe wirtschaftlichsten Stützweiten von 21,95 bis 28,65 m gewählt. Der längste Blechträger über die Van Alst Avenue ist 39,62 m lang.

Für die mittlere Höhe von 30 m wäre bei den niedrigen Eisenpreisen zur Zeit der Entwurfsbearbeitung die Gerüstbrücke in der Geraden etwa 20 vH, der Entwurf mit den Pendelpfeilern etwa 10 vH billiger geworden. In Krümmungen und für kleinere Höhen war die Ersparnis noch geringer.

Die Pfeilerschäfte gehen von der Abdeckung mit nur 1,8 m Stärke glatt nach unten durch und sind durch 4 Vorlagen verstärkt. Diese haben einen Anlauf von 1 : 15. Zusammen mit dem kräftigen Gesims und den Bogen zwischen den Pfeilern ergibt das zugleich den Eindruck von großer Stärke und doch Leichtigkeit. Von den Eisenbauten sind eigentlich nur die Lager hervorzuheben (Abb. 24), die den Druck auch bei Belastung nur eines Überbaues möglichst nahe der Pfeilermitte übertragen.

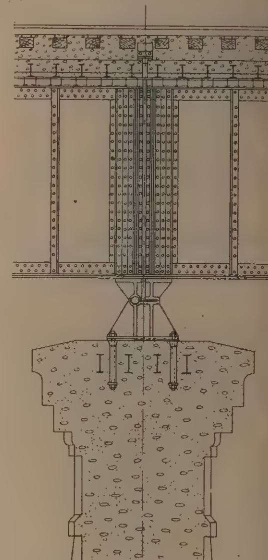


Abb. 24. Lager der Blechträgerviadukte.

Die Träger wurden, soweit möglich, schon in der Werkstatt paarweise zusammengenietet und durch einen Kran verlegt, der auf den bereits fertigen Überbauten lief. An einem Tage mit 8 Arbeitsstunden wurden dabei bis zu 21 Überbauten für ein Gleis oder 1504 t eingebaut. Die Träger auf Wards und Long Island, die etwa zur Hälfte in dem Ankerträger der Bogenbrücke benutzt worden waren, wurden mit einem Lokomotivkran auf einem fliegenden Gleis am Fuße der Pfeiler entlang ausgelegt und vom entfernten Ende aus durch die beiden 65 t-Vorbaukrane einzeln aufgenommen und verlegt. Das Gewicht der eingleisigen Blechträger ergab sich zu $w = 5200 - 83 \cdot l$ kg/m. Im ganzen waren die in der Zahlentafel VIII angegebenen Mengen erforderlich.

Zahlentafel VIII.
Abmessungen, Mengen und Kosten der Viadukte.

| Abschnitt | Bronx Viadukt südl. der 138ten Straße | Randalls Island Viadukt | Wards Island Viadukt | Long Island Viadukt |
|---|---|---|---|---|
| Länge in m | 326,44 | 598,92 | 808,93 | 874,15 |
| Durchschnittliche Höhe der Schienen über der Erdoberfläche (m) | 18,3 | 24,4 | 33,5 | 27,4 |
| Gründung: | Brunnen 13,7 bis 18,3 m tief, z. T. unter Druckluft | Überwiegend nur schmale Flachgründung | | Meist tiefe und breite Sockel |
| | | in offener Baugrube | | |
| Durchschnittliche Länge der Überbauten (m) | 27,1 | 25 | 27 | 26 |
| Betonmenge in den Pfeilern (m³) | 13400 | 22800 | 46100 | 59500 |
| Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion (t) | 3960 | 6900 | 10120 | 10850 |
| Ungefähre Kosten des Viaduktes einschließlich der Gleise in $ für das lfm | 1460 | 1215 | 1460 | 1640 |

Der östliche Viaduktteil auf Long Island enthält 375,2 m eiserne Brücken mit obenliegender Fahrbahn an den Straßenkreuzungen (Abb. 25), bei denen die verfügbare Höhe zu klein war für die sonst verwandten Betongewölbe. Sie bieten nichts Besonderes. Der Rest der Strecke, etwa 1 km lang, ist eine Dammschüttung zwischen Futtermauern von 9,2 bis 19,8 m Höhe. Die Futtermauern aus Eisenbeton sind durch wagerechte eiserne Anker gegeneinander verspannt; auch hier sind die Anker mit Beton umhüllt. Außerdem sind in rd 15 m Abstand dünne Querwände angeordnet. Die Füllung, eine Mischung von Sand, Kies und Lehm, ist in Lagen

von etwa 30 cm Stärke eingestampft. In den Futtermauern sind unten Entwässerungslöcher ausgespart, zu denen durch die ganze Höhe ausgesparte Schächte führen, die mit Steinpackungen gefüllt sind. Die kreuzenden Straßen sind überwölbt mit dünnen Betongewölben mit senkrechten Versteifungsrippen, und zwar im Zusammenhang mit den anschließenden Futtermauern, so daß eine große monolitische Konstruktion entstand.



Abb. 25. Spitze Straßenkreuzung auf Long Island.

Da die Bahn hier durch ein Fabrikviertel führt, ist kein Versuch gemacht, die glatten Außenflächen architektonisch zu beleben; nur ein einfacher Sims ist vorhanden. Diese Ausbildung der Futtermauern kostete bei rd 15 m Höhe nur halb so viel als die gewöhnliche Anordnung zweier unabhängiger Futtermauern, die durch ihr Gewicht allein standsicher sind. Im ganzen sind auf dieser Strecke 62 500 m³ Beton, 9300 t Eisenkonstruktion, 900 t Eiseneinlagen und 122 000 m³ Erdfüllung verbaut worden.

Die Fahrbahndecke ist, außer bei der Brücke über das Bronx Kill, durchweg aus Schotterbettung auf einer Betonplatte gebildet. Dicht verlegte, mit Kreosot getränkte Schwellen wären ja leichter gewesen und waren auch ursprünglich in Aussicht genommen; doch stiegen die Holzpreise so, daß bei der Ausführung die zwar schwerere, dafür aber feuersichere Betonplatte gewählt wurde. Eine Eisenbetonplatte schien nicht zweckmäßig, weil noch keine Erfahrungen darüber vorliegen, wie sich solche bei den starken Stoßbeanspruchungen auf die Dauer bewähren.

Die bei uns üblichen Blechfahrbahnen, mit Buckel-, Tonnen- oder glatten Blechen, sind in Amerika so gut wie unbekannt und anscheinend gar nicht in Betracht gezogen worden. Die ausgeführte Anordnung besteht aus 20 cm hohen Trägern in 380 mm Abstand, die quer über die beiden Längsträger für jedes Gleis verlegt sind. Sie sind am unteren Flansch in etwa 25 cm Abstand durch 9,5 cm starke Rundeisen verbunden und dann mit Beton umhüllt worden, so daß sie dieser noch um 70 bis 90 mm überdeckt. Zur Verhinderung von Rißbildungen sind über den Trägern ebenfalls Rundeisen quer zu den Trägern einbetoniert; doch wurde der Beton lediglich als Umhüllung und die Träger allein als tragend betrachtet. Sie sind für die Achslast von 32 t mit 200 vH Stoßzuschlag berechnet unter der Annahme, daß sich der Druck über eine Länge gleich der doppelten Höhe von den Trägern bis zur Schienenoberkante oder auf 3 Träger verteilt. Die Ränder der Betonplatte sind hochgezogen, so daß der Schotter wie in einem Troge gefaßt wird. Beim Bau dienten die Träger zunächst als Schwellen der Baugleise. Beim Einbringen des Betons wurden als Schalung einfach 3 mm starke Bleche an ihrer Unterseite befestigt. Die Betonoberfläche hat eine Neigung von 1 : 80; die Entwässerungstüllen aus Gußeisen sind 10 cm weit, und die Hauben darüber sind so tief in den Beton eingelassen, daß sie nicht über die Betonfläche hinausragen (Abb. 26). Bei dieser Ausführung wiegt die Fahrbahn 5,2 t für das lfm Gleis.

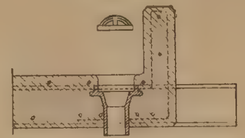


Abb. 26. Entwässerung der Schottertröge.

Zwischen und neben den Gleisen liegen auf überkragenden Trägern Gehwege mit 5 cm starkem Holzbelag.

Die Fahrbahn der viergleisigen Strecke enthält auf das lfm 3,75 m³ Beton, 545 kg Eisen und 0,31 m³ Holz.

Der Bauleiter hatte während des Baues einen Stab von 95 Ingenieuren im Bureau und auf der Baustelle unter der Leitung des Herrn O. H. Amman als seines Stellvertreters. Die Berechnung und die Spannungsmessungen wurden durch den ja auch schon rühmlichst bekannten Herrn B. D. Steinmann besorgt. Die Art der Berechnung weicht etwas von der bei uns üblichen Rechenweise ab; es würde aber zu weit führen, sie hier wiederzugeben.

Die Aussprache über diesen hier auszugsweise wiedergegebenen, ebenso umfang- wie inhaltreichen Vortrag brachte wenig bemerkenswertes.

Herr W. H. Breithaupt bemängelt die Wahl von Fischbauchträgern am Kleinen Hell Gate. Er meint, Zweigelenkbogen wären für den Verkehr auf dem Wasser günstiger und wohl auch billiger gewesen.

Leon S. Moisseiff meint, wenn man die großen Gründungsschwierigkeiten auf Wards Island hätte vorhersehen können, so hätte man wohl doch eine Hängebrücke mit Augenstabketten vorgezogen. Die Verwendung der 50 mm starken Bleche sei ein großer Fortschritt, wenn es sich bestätigen sollte, daß sie in der gleichen Beschaffenheit hergestellt werden könnten, wie dünnere Bleche. Die Frage, ob in Druckstäben die Nietlöcher abzuziehen seien, sollte von dem Ausschuß für Druckstäbe der Am. Soc. of Civ. Eng. noch näher geprüft werden.

S. T. Wagner betont besonders die Sorgfalt der Ausführung in der Werkstatt. Er vermißt eine besondere wasserdichte Abdeckung der Fahrbahn.

Ch. E. Fowler zieht Vergleiche mit einer Reihe älterer Brücken und einem eigenen Entwurf einer Brücke über die Bucht von San Franzisko, der in großen Zügen an die Firth of Forthbrücke erinnert und den in Abb. 27 dargestellten Querschnitt der Druckgurte erhalten soll. Er hält das für die beste Form der Druckgurte in ganz großen Brücken. Man müsse da auf das äußerste sparen; schon um 1950 würden die Eisenvorräte der Erde soweit erschöpft sein, daß man wohl kaum mehr solche eisenfressenden Riesenbauten werde bauen können. Um diesen Zeitpunkt hinauszuschieben, seien hochwertige oder legierte Stahlsorten zu verwenden und die Sicherheiten herabzusetzen. Dafür seien aber solche Spannungsmessungen unerläßliche Vorbedingung, wie sie an der Hellgatebrücke vorgenommen wurden.

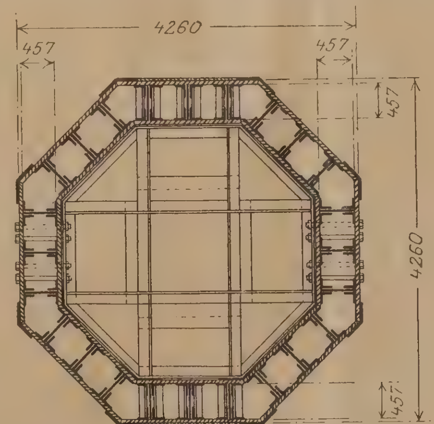



Abb. 27. Gurtquerschnitt für eine Brücke über die Bucht von San Franzisko.

H. H. Quimby hat nur kleinere Einwendungen vom künstlerischen Standpunkte aus.

H. B. Seamann geht auf die Gründung und Betonierung der Viaduktpfeiler ein, die von Türmen aus mit daran aufgehängten Blechrinnen mit dünnflüssigem Beton gegossen worden sind, wie das in Amerika vielfach geschieht.

G. Lindenthal wendet sich gegen eine Reihe von Einwänden und weist darauf hin, daß wegen der schlanken Pfeiler am Kleinen Hellgate höchstens durchlaufende Bögen in Frage gekommen wären. Bei den im Verhältnis zum Eigengewicht sehr großen Verkehrslasten wäre das aber ein sehr ungünstiges System gewesen.

Eine Hängebrücke war statt der großen Bogenbrücke nicht möglich wegen der scharfen anschließenden Kurve, die keinen Platz für die Ankerträger ließ.

Clement E. Chase wendet sich gegen die Verwendung der starken Bleche. Da sie bei weit höherer Temperatur fertig gewalzt würden und langsamer abkühlten, sei das Gefüge des Eisens auch grobkörniger, und es müsse daher die Dehnung und Streckgrenze niedriger sein als bei dünneren Blechen. Nach dem Schlußbericht des Ausschusses für Druckstäbe (Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Dez. 1917) schien die Tragfähigkeit der Versuchstäbe des Ausschusses sogar abzunehmen mit zunehmender Dicke der Einzelquerschnitte, aus denen sie zusammengesetzt waren.

O. H. Amman widersprach dem in seinem Schlußwort. Die sehr umfangreichen und besonders sorgfältigen Abnahmeversuche hätten gerade ergeben, daß das dickere Blech durchaus keine kleinere Dehnung oder Streckgrenze habe als dünneres. Sich gegen Herrn Wagner wendend, wies er darauf hin, daß wasserdichte Abdeckungen der Fahrbahn zwar die Kosten erheblich vergrößern, aber kaum dauernd nützen. Selbst die besten wasserdichten Abdeckungen hielten nur begrenzte Zeit, und seien sie erst zerstört, so machten sie mehr Schwierigkeiten, als wenn gar keine vorhanden seien. Die gewählte Betonmischung aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand verschiedener Korngröße, 1 Teil Kalksteinsplit und 3 Teilen gebrochenem Kalkstein von 20 mm Korngröße gebe einen so dichten Beton, daß eine besondere Abdichtung zwecklos sei.

---

# BEITRAG ZUR DIMENSIONIERUNG EXZENTRISCH GEDRÜCKTER EISENBETON-QUERSCHNITTE.

*Von Privatdozent Dr.-Ing. Kunze, Direktor der Fa. Windschild & Langelott A.-G., Dresden.*

Die in Heft 4 des Bauingenieur 1923 veröffentlichte Tabelle betrifft Querschnitte mit doppelter Bewehrung, $f_e = f_e'$. In dem vorliegenden Schlußteil wird eine gleiche Tabelle für $f_e' = 0$, also für einseitige Bewehrung mitgeteilt. Für Tabellen mit anderen Verhältnissen $f_e : f_e'$ liegt u. E. kein schwerwiegendes Interesse vor.

Nachdem in Heft 4 ausführlich dargetan worden ist, daß bei kleinen Exzentrizitäten an einer Mindestbewehrung von 0,8 vH festgehalten werden sollte, erscheint es vielleicht verwunderlich, wenn nachstehend für kleine und kleinste Exzentrizitäten auch Tabellen für eine einseitige Bewehrung mit 0,4 vH veröffentlicht werden. Zur Begründung mögen folgende Ausführungen dienen:

Die Hauptumstände, die eine doppelseitige Bewehrung exzentrisch gedrückter Querschnitte begründen, sind u. E.

1. die Möglichkeit, daß die Kraft nicht genau das errechnete Exzentrizitätsmaß einhält
   a) infolge von nicht in Rechnung gestellten Nebenwirkungen oder von unvermeidlichen Rechnungsungenauigkeiten (statisch unbestimmte Systeme!),
   b) infolge des verschieden großen Materialwiderstandes. (Wenn das Material ungleichmäßig widersteht, wird der Schwerpunkt der inneren Widerstandskräfte in der Regel nicht mit dem geometrischen Schwerpunkte der Querschnittsfläche zusammenfallen. Die auf diesen bezogene Exzentrizität wird also nicht die wirkliche sein.)

2. die Möglichkeit, daß die exzentrische Längskraft — entgegen der Annahme — auch in seitlicher Richtung exzentrisch wirkt, und zwar aus gleichen Gründen wie unter 1 a und 1 b.

Hiernach ergibt sich von selbst, in welchen Fällen von einer Bewehrung der theoretisch gedrückten Seite abgesehen werden darf.

Für Fälle, wo die nebenstehende Tafel nicht ausreicht, empfiehlt sich die Benutzung der folgenden Formeln:

$\underline{\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2}$

$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$
$$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N}\,0{,}191 + 0{,}0016} + 0{,}042$$
$$\frac{f_e}{N} = 0{,}00521\,\frac{H}{N} - 0{,}00083$$

$\sigma_e = 1100 \text{ kg/cm}^2$
$$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N}\,0{,}182 + 0{,}0015} + 0{,}040$$
$$\frac{f_e}{N} = 0{,}00606\,\frac{H}{N} - 0{,}00091$$

$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$
$$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N}\,0{,}173 + 0{,}0014} + 0{,}038$$
$$\frac{f_e}{N} = 0{,}00704\,\frac{H}{N} - 0{,}00100$$

$\sigma_e = 900 \text{ kg/cm}^2$
$$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N}\,0{,}163 + 0{,}0012} + 0{,}036$$
$$\frac{f_e}{N} = 0{,}00835\,\frac{H}{N} - 0{,}00111$$

$\sigma_e = 800 \text{ kg/cm}^2$
$$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N}\,0{,}154 + 0{,}0011} + 0{,}034$$
$$\frac{f_e}{N} = 0{,}0101\,\frac{H}{N} - 0{,}00125$$

$\sigma_e = 700 \text{ kg/cm}^2$
$$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N}\,0{,}145 + 0{,}0010} + 0{,}032$$
$$\frac{f_e}{N} = 0{,}0124\,\frac{H}{N} - 0{,}00143$$

$\sigma_e = 600 \text{ kg/cm}^2$
$$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N}\,0{,}136 + 0{,}0009} + 0{,}030$$
$$\frac{f_e}{N} = 0{,}0157\,\frac{H}{N} - 0{,}00167$$

$\sigma_e = 500 \text{ kg/cm}^2$
$$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N}\,0{,}127 + 0{,}0008}$$
$$\frac{f_e}{N} = 0{,}0205\,\frac{H}{N} - 0{,}00200$$

$\sigma_e = 400 \text{ kg/cm}^2$
$$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N}\,0{,}118 + 0{,}0007}$$
$$\frac{f_e}{N} = 0{,}0282\,\frac{H}{N} - 0{,}00250$$

$\sigma_e = 300 \text{ kg/cm}^2$
$$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N}\,0{,}109 + 0{,}0006}$$
$$\frac{f_e}{N} = 0{,}0418\,\frac{H}{N} - 0{,}00333$$

$\sigma_e = 200 \text{ kg/cm}^2$
$$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N}\,0{,}101 + 0{,}0005}$$
$$\frac{f_e}{N} = 0{,}0705\,\frac{H}{N} - 0{,}00500$$

$\sigma_e = 100 \text{ kg/cm}^2$
$$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N}\,0{,}093 + 0{,}0004}$$
$$\frac{f_e}{N} = 0{,}1612\,\frac{H}{N} - 0{,}01000$$

Tabelle zur Bestimmung exzentrisch gedrückter Eisenbetonquerschnitte für $\sigma_b = 40$ kg/cm² bei $f_e' = 0$.

| $f_e = 0,4$ vH | | | | Veränderlicher Bewehrungsgrad | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Leitwert e/N | H/N | $f_e$/N | $\sigma_e$ | Leitwert e/N | $\sigma_e = 700$ | | $\sigma_e = 800$ | | $\sigma_e = 900$ | | $\sigma_e = 1000$ | | $\sigma_e = 1100$ | | $\sigma_e = 1200$ | |
| | | | | | H/N | $f_e$/N | H/N | $f_e$/N | H/N | $f_e$/N | H N | $f_e$/N | H/N | $f_e$/N | H/N | $f_e$/N |
| 0,0130 | 0,0590 | 0,0002359 | 57 | 0,100 | 0,157 | 0,00052 | 0,163 | 0,00040 | 0,169 | 0,00030 | 0,175 | 0,00023 | 0,180 | 0,00018 | — | — |
| 135 | 597 | 2390 | 64 | 110 | 162 | 58 | 168 | 45 | 175 | 35 | 184 | 29 | 187 | 22 | — | — |
| 140 | 605 | 2421 | 71 | 120 | 168 | 65 | 174 | 51 | 180 | 40 | 194 | 37 | 193 | 26 | — | — |
| 145 | 614 | 2456 | 79 | 140 | 178 | 77 | 184 | 61 | 190 | 48 | 203 | 43 | 204 | 33 | — | — |
| 150 | 623 | 2490 | 88 | 160 | 187 | 89 | 194 | 71 | 200 | 56 | 213 | 50 | 214 | 39 | — | — |
| 155 | 631 | 2524 | 95 | 180 | 196 | 101 | 203 | 81 | 210 | 65 | 222 | 56 | 225 | 45 | — | — |
| 160 | 639 | 2557 | 103 | 200 | 206 | 113 | 213 | 90 | 220 | 73 | 232 | 63 | 235 | 51 | — | — |
| 165 | 647 | 2590 | 110 | 225 | 215 | 124 | 223 | 100 | 230 | 81 | 241 | 70 | 245 | 57 | — | — |
| 170 | 656 | 2624 | 117 | 250 | 224 | 135 | 233 | 110 | 240 | 90 | 250 | 76 | 256 | 64 | — | — |
| 175 | 664 | 2657 | 124 | 275 | 232 | 145 | 242 | 120 | 250 | 98 | 260 | 83 | 266 | 70 | — | — |
| 0,0180 | 0,0672 | 0,0002689 | 131 | 0,300 | 0,243 | 0,00156 | 0,252 | 0,00129 | 0,260 | 0,00106 | 0,269 | 0,00089 | 0,277 | 0,00077 | 0,285 | 0,000 |
| 185 | 680 | 2721 | 138 | 330 | 252 | 167 | 261 | 138 | 269 | 113 | 278 | 95 | 287 | 83 | 295 | 70 |
| 190 | 688 | 2753 | 146 | 360 | 260 | 178 | 270 | 147 | 278 | 121 | 287 | 102 | 297 | 88 | 305 | 76 |
| 195 | 697 | 2787 | 153 | 390 | 269 | 189 | 279 | 156 | 287 | 128 | 296 | 108 | 306 | 94 | 314 | 81 |
| 200 | 705 | 2821 | 160 | 420 | 278 | 201 | 288 | 165 | 296 | 136 | 305 | 114 | 316 | 99 | 324 | 86 |
| 205 | 713 | 2850 | 167 | 450 | 287 | 212 | 297 | 174 | 305 | 143 | 314 | 121 | 325 | 105 | 334 | 91 |
| 210 | 720 | 2880 | 174 | 480 | 295 | 223 | 306 | 183 | 314 | 151 | 323 | 127 | 335 | 111 | 343 | 96 |
| 215 | 728 | 2911 | 180 | 510 | 304 | 234 | 315 | 192 | 323 | 158 | 332 | 134 | 344 | 116 | 353 | 101 |
| 220 | 735 | 2941 | 186 | 540 | 313 | 245 | 324 | 201 | 332 | 166 | 341 | 140 | 354 | 122 | 363 | 106 |
| 225 | 743 | 2971 | 192 | 570 | 322 | 257 | 332 | 210 | 341 | 173 | 350 | 146 | 363 | 128 | 372 | 11 |
| 0,0230 | 0,0750 | 0,0003000 | 198 | 0,600 | 0,331 | 0,00268 | 0,341 | 0,00219 | 0,350 | 0,00181 | 0,359 | 0,00153 | 0,372 | 0,00133 | 0,382 | 0,00116 |
| 235 | 758 | 3030 | 204 | 630 | 339 | 279 | 350 | 228 | 359 | 189 | 368 | 159 | 381 | 139 | 392 | 121 |
| 240 | 765 | 3060 | 210 | 670 | 347 | 289 | 358 | 236 | 368 | 196 | 377 | 165 | 391 | 144 | 401 | 126 |
| 250 | 779 | 3116 | 215 | 710 | 355 | 299 | 366 | 244 | 377 | 203 | 386 | 172 | 400 | 150 | 410 | 130 |
| 260 | 793 | 3172 | 226 | 750 | 363 | 308 | 375 | 253 | 385 | 210 | 396 | 178 | 409 | 155 | 420 | 135 |
| 270 | 807 | 3228 | 237 | 790 | 371 | 318 | 383 | 261 | 394 | 218 | 405 | 185 | 418 | 161 | 429 | 140 |
| 280 | 820 | 3280 | 249 | 830 | 379 | 328 | 391 | 269 | 403 | 225 | 414 | 192 | 427 | 166 | 439 | 145 |
| 290 | 834 | 3336 | 260 | 870 | 387 | 338 | 400 | 278 | 412 | 232 | 424 | 198 | 436 | 172 | 448 | 150 |
| 300 | 848 | 3392 | 271 | 910 | 395 | 347 | 408 | 286 | 420 | 239 | 433 | 205 | 445 | 177 | 458 | 155 |
| 310 | 862 | 3448 | 283 | 950 | 403 | 357 | 416 | 294 | 429 | 247 | 442 | 211 | 454 | 183 | 467 | 160 |
| 0,0320 | 0,0876 | 0,0003504 | 294 | 0,990 | 0,411 | 0,00367 | 0,425 | 0,00303 | 0,438 | 0,00254 | 0,452 | 0,00218 | 0,463 | 0,00189 | 0,477 | 0,00165 |
| 330 | 890 | 3560 | 305 | 1,030 | 419 | 377 | 433 | 311 | 447 | 261 | 461 | 224 | 472 | 194 | 486 | 170 |
| 340 | 902 | 3608 | 313 | 1,070 | 427 | 387 | 441 | 320 | 456 | 269 | 470 | 231 | 481 | 200 | 496 | 175 |
| 350 | 914 | 3656 | 321 | 1,120 | 435 | 397 | 450 | 329 | 465 | 276 | 479 | 237 | 490 | 206 | 505 | 180 |
| 360 | 926 | 3704 | 329 | 1,170 | 443 | 407 | 458 | 338 | 474 | 284 | 488 | 244 | 500 | 211 | 515 | 185 |
| 370 | 938 | 3752 | 337 | 1,220 | 452 | 418 | 467 | 346 | 483 | 292 | 497 | 250 | 509 | 217 | 525 | 190 |
| 380 | 950 | 3800 | 345 | 1,270 | 460 | 428 | 475 | 355 | 492 | 299 | 506 | 256 | 519 | 223 | 535 | 195 |
| 390 | 962 | 3848 | 353 | 1,320 | 468 | 438 | 484 | 364 | 501 | 307 | 515 | 262 | 528 | 228 | 545 | 200 |
| 400 | 974 | 3896 | 361 | 1,370 | 477 | 449 | 492 | 372 | 510 | 314 | 524 | 268 | 538 | 234 | 554 | 205 |
| 420 | 997 | 3988 | 377 | 1,420 | 485 | 459 | 501 | 381 | 519 | 321 | 533 | 275 | 547 | 240 | 564 | 210 |
| 0,0440 | 0,1020 | 0,0004080 | 392 | 1,470 | 0,493 | 0,00469 | 0,510 | 0,00390 | 0,527 | 0,00329 | 0,542 | 0,00281 | 0,557 | 0,00246 | 0,574 | 0,00216 |
| 460 | 1042 | 4168 | 404 | 1,520 | 502 | 479 | 518 | 398 | 535 | 336 | 551 | 288 | 567 | 252 | 583 | 221 |
| 480 | 1062 | 4248 | 416 | 1,570 | 510 | 489 | 527 | 407 | 543 | 342 | 560 | 294 | 577 | 258 | 592 | 226 |
| 500 | 1083 | 4332 | 427 | 1,630 | 518 | 499 | 535 | 416 | 552 | 349 | 569 | 300 | 586 | 264 | 601 | 231 |
| 520 | 1104 | 4416 | 439 | 1,690 | 526 | 510 | 544 | 425 | 561 | 357 | 578 | 307 | 595 | 269 | 611 | 236 |
| 540 | 1124 | 4496 | 451 | 1,750 | 535 | 520 | 552 | 433 | 570 | 364 | 587 | 313 | 604 | 275 | 621 | 241 |
| 560 | 1145 | 4580 | 462 | 1,810 | 543 | 531 | 561 | 442 | 579 | 372 | 596 | 319 | 613 | 280 | 631 | 246 |
| 580 | 1166 | 4664 | 474 | 1,870 | 551 | 541 | 569 | 451 | 588 | 379 | 605 | 326 | 622 | 286 | 641 | 251 |
| 600 | 1186 | 4794 | 486 | 1,930 | 560 | 551 | 578 | 460 | 597 | 387 | 614 | 333 | 631 | 292 | 651 | 256 |
| 620 | 1207 | 4828 | 497 | 1,990 | 568 | 561 | 587 | 468 | 606 | 394 | 623 | 339 | 640 | 297 | 660 | 261 |
| 0,0640 | 0,1224 | 0,0004896 | 505 | 2,050 | 0,576 | 0,00572 | 0,595 | 0,00477 | 0,615 | 0,00402 | 0,632 | 0,00345 | 0,649 | 0,00303 | 0,669 | 0,00265 |
| 660 | 1242 | 4968 | 513 | 2,110 | 585 | 582 | 604 | 486 | 624 | 409 | 641 | 351 | 659 | 308 | 678 | 270 |
| 680 | 1259 | 5046 | 521 | 2,170 | 593 | 592 | 613 | 495 | 632 | 417 | 651 | 358 | 668 | 314 | 688 | 275 |
| 700 | 1277 | 5108 | 529 | 2,240 | — | — | 622 | 504 | 641 | 424 | 660 | 365 | 679 | 320 | 698 | 280 |
| 720 | 1294 | 5176 | 537 | 2,310 | — | — | 631 | 513 | 650 | 432 | 670 | 372 | 689 | 327 | 708 | 285 |
| 740 | 1312 | 5248 | 545 | 2,380 | — | — | 640 | 522 | 659 | 439 | 679 | 377 | 699 | 333 | 718 | 290 |
| 760 | 1329 | 5316 | 554 | 2,450 | — | — | 649 | 531 | 669 | 447 | 689 | 385 | 710 | 339 | 727 | 295 |
| 780 | 1347 | 5388 | 562 | 2,600 | — | — | 667 | 550 | 687 | 462 | 709 | 399 | 729 | 351 | 748 | 307 |
| 800 | 1364 | 5456 | 570 | 2,800 | — | — | 689 | 571 | 712 | 484 | 735 | 417 | 755 | 366 | 774 | 326 |
| 820 | 1382 | 5528 | 578 | 3,200 | — | — | 736 | 620 | 759 | 524 | 782 | 450 | 805 | 397 | 825 | 346 |
| 0,0840 | 0,1399 | 0,0005596 | 586 | 3,600 | — | — | 0,775 | 0,00660 | 0,802 | 0,00559 | 0,821 | 0,00479 | 0,850 | 0,00425 | 0,872 | 0,00371 |
| 860 | 1416 | 5664 | 594 | 4,000 | — | — | 814 | 699 | 844 | 594 | 870 | 512 | 894 | 451 | 916 | 394 |
| 880 | 1433 | 5732 | 602 | 4,400 | — | — | 853 | 739 | 883 | 626 | 910 | 540 | 934 | 475 | 959 | 416 |
| 900 | 1447 | 5788 | 606 | 4,800 | — | — | 893 | 778 | 921 | 658 | 950 | 569 | 976 | 500 | 999 | 437 |
| 920 | 1462 | 5848 | 610 | 5,200 | — | — | 926 | 811 | 956 | 688 | 986 | 595 | 1,013 | [illegible] | [illegible] | 459 |
| 940 | 1476 | 5904 | 614 | 5,600 | — | — | 959 | 844 | 992 | 717 | 1,023 | 622 | 1,050 | [illegible] | 1,077 | 478 |
| 960 | 1491 | 5964 | 618 | 6,000 | — | — | 992 | 877 | 1,025 | 744 | 1,066 | 645 | 1,085 | [illegible] | 1,114 | 494 |
| 980 | 1505 | 6020 | 622 | 6,400 | — | — | 1,025 | 910 | 1,058 | 771 | 1,089 | 667 | 1,120 | [illegible] | 1,148 | 515 |
| 0,1000 | 0,1520 | 0,0006080 | 625 | 6,800 | — | — | 1,057 | 943 | 1,090 | 799 | 1,122 | 691 | 1,153 | [illegible] | 1,183 | 558 |

In Heft 4 Seite 102 vorletzte Spalte ist ein Druckfehler zu berichtigen: [illegible] ein Plus-

Es muß bei $\frac{e}{N} = 0,570$ statt $\frac{H}{N} = 0,396$ gesetzt werden $\frac{H}{N} = 0,316$.

Es sind dies die folgenden Fälle:

1. Die Kraftlage, das Exzentrizitätsmaß ist besonders zuverlässig ermittelt, die zu gewärtigenden Abweichungen (Fehler $\Delta e$) sind sehr gering (z. B. Dreigelenkbogen).

2. Die Ungenauigkeit der Exzentrizität $\Delta e$ ist zwar absolut genommen nicht gering, sie ist aber gering im Verhältnis zu e (z. B. Fälle mit großem Biegungsmoment und geringer Normalkraft, also einem großen Werte $e = H/N$).

3. Die Breite der Querschnitte ist so groß, daß durch unerwartete seitliche Exzentrizitäten keine größeren Nebenspannungen (Zugspannungen) entstehen (z. B. breite Tonnengewölbe.)

Für Eisenbetonsäulen und Rahmenstiele darf $f_e' = 0$ u. E. nur dann gewählt werden, wenn große Exzentrizitäten vorliegen (siehe oben unter 2). Es wäre zu begrüßen, wenn das konstruktiv Richtige auch durch eine amtliche Festlegung normiert würde. Es sollte u. E. ein Mindest-Exzentrizitätsmaß festgelegt werden, von dem an auf eine Bewehrung der „Druck"-seite verzichtet werden kann.

Für die Benutzung der Tabelle $f_e' = 0$ sei nachstehend ein Beispiel angeführt.

Beispiel. Es sei $N = 200$ kg/cm Breite,

$e = 114$ cm,

$\frac{e}{N} = 0{,}570.$

Man findet: Kennzahlen

bei $\sigma_e = 1200$ kg/cm²:

$H = 0{,}372 \cdot 200$ — 74,4 cm²
$f_e = 0{,}0011 \cdot 200 = 0{,}222$ cm² (× 50) — 11,1 „
— 85,5 cm²

bei $\sigma_e = 1100$ kg/cm²:

$H = 0{,}363 \cdot 200$ — 72,6 cm²
$f_e = 0{,}00128 \cdot 200 = 0{,}256$ cm² (× 50) — 12,8 „
— 85,4 cm²

für $\sigma_e = 1000$ kg/cm²:

$H = 0{,}350 \cdot 200$ — 70,0 cm²
$f_e = 0{,}00146 \cdot 200 = 0{,}292$ cm² (× 50) — 14,6 „
— 84,6 cm²

für $\sigma_e = 900$ kg/cm²

$H = 0{,}341 \cdot 200$ — 68,2 cm²
$f_e' = 0{,}00173 \cdot 200 = 0{,}346$ cm² (× 50) — 17,3 „
— 85,5 cm²

für $\sigma_e = 800$ kg/cm²:

$H = 0{,}332 \cdot 200$ — 66,4 cm²
$f_e = 0{,}00210 \cdot 200 = 0{,}420$ cm² (× 50) — 21,0 „
— 87,4 cm²

für $\sigma_e = 700$ kg/cm²:

$H = 0{,}322 \cdot 200$ — 64,4 cm²
$f_e = 0{,}00257 \cdot 200 = 0{,}514$ cm² (× 50) — 25,7 „
— 90,1 cm²

Es ergeben sich aus der Tabelle sechs Querschnitte, die der vorgelegten Belastung genügen. Die beigefügten Kennzahlen sind die Summen der Betonmenge und der verfünfzigfachten Eisenmenge. Wenn man annimmt, daß ein cm³ Eisen fünfzigmal so teuer ist wie ein cm³ Beton, so geben sie den Kostenfaktor. Die Kennzahlen zeigen, daß im vorliegenden Falle der wirtschaftlichste Querschnitt bei $\sigma_e = 1000$ mit der Kennzahl 84,6 erreicht wird.

Wenn man einen doppelt bewehrten Querschnitt gewählt hätte, hätten sich — nach der Tabelle in Heft 4, S. 102 dieses Jahrg. — die folgenden Kennzahlen ergeben:

$\sigma_e = 1200$: $0{,}316 \cdot 200 + 0{,}00139 \cdot 200 \cdot 2 \cdot 50 = 91{,}0$
$\sigma_e = 1100$: $0{,}299 \cdot 200 + 0{,}00012 \cdot 200 \cdot 2 \cdot 50 = 92{,}2$
$\sigma_e = 1000$: $0{,}279 \cdot 200 + 0{,}000193 \cdot 200 \cdot 2 \cdot 50 = 94{,}4$
$\sigma_e = 900$: $0{,}258 \cdot 200 + 0{,}000239 \cdot 200 \cdot 2 \cdot 50 = 99{,}4$

Der geringste Kostenwert würde bei $f_e = f_e'$ mit $\sigma_e = 1200$ kg/cm² erreicht worden sein. Man erkennt, daß die einseitige Bewehrung mit einer Ausnutzung von $\sigma_e = 1000$ kg/cm² beträchtlich billiger wird (84,6 gegen 91,0!).

Will man den **günstigsten** Querschnitt suchen, so müssen die möglichen Querschnitte mit Leichtigkeit festgestellt werden können. Hierzu sollen die in Heft 4 und in diesem Hefte mitgeteilten Tafeln dienen.

---

# DER GERADE STAB MIT RECHTECKQUERSCHNITT ALS EBENES PROBLEM.

*Von Dr.-Ing. Friedrich Bleich, Wien.*

(Fortsetzung von Seite 259.)

## 5. Die Berechnung der Beiwerte $A_\nu$ und $B_\nu$.

Wir zeigen an einem Beispiele, wie sich die Berechnung der von der Belastung abhängigen Beiwerte $A_\nu$ und $B_\nu$ gestaltet.

Da es für die Berechnung dieser Beiwerte gleichgültig ist, ob es sich um Belastung des oberen und unteren Randes handelt, so führen wir, um Mißverständnisse zu vermeiden, für $A_\nu$ und $B_\nu$ (symmetrische Belastung) die Bezeichnung $K_\nu$, und für $A_\nu'$ und $B_\nu'$ (spiegelsymmetrische Belastung) die Bezeichnung $K_\nu'$ ein. Es ist dann in der Anwendung, für K, A oder B zu setzen, je nachdem es sich um die Belastung des oberen oder unteren Randes handelt.

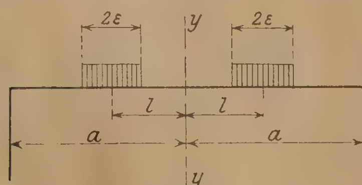



Abb. 9.

Für zwei symmetrisch zur y-Achse gelegene Streckenlasten P, siehe Abb. 9, ist das Belastungsgesetz p(x) gegeben durch:

| | | p(x) |
|---|---|---|
| von $-a$ | bis $-(l+\varepsilon)$ | 0 |
| „ $-(l+\varepsilon)$ | „ $-(l-\varepsilon)$ | $-\frac{P}{2\varepsilon}$ |
| „ $-(l-\varepsilon)$ | „ $+(l-\varepsilon)$ | 0 |
| „ $+(l-\varepsilon)$ | „ $+(l+\varepsilon)$ | $-\frac{P}{2\varepsilon}$ |
| „ $+(l+\varepsilon)$ | „ $+a$ | 0 |

Das — Zeichen bedeutet, daß die Randbelastung einer Druckspannung $\sigma_y$ entspricht. Nach Formel (4) erhält man:

$$\left.\begin{aligned} K_\nu &= -\frac{1}{a}\frac{P}{2\varepsilon}\left[\int_{-(l+\varepsilon)}^{-(l-\varepsilon)} \cos\nu\pi\frac{\lambda}{a}\,d\lambda + \int_{(l-\varepsilon)}^{(l+\varepsilon)} \cos\nu\pi\frac{\lambda}{a}\,d\lambda\right] \\ &= -\frac{P}{a\varepsilon}\int_{(l-\varepsilon)}^{(l+\varepsilon)} \cos\nu\pi\frac{\lambda}{a}\,d\lambda \\ &= -\frac{P}{\pi\varepsilon}\frac{1}{\nu}\left[\sin\nu\frac{\pi}{a}(l+\varepsilon) - \sin\nu\frac{\pi}{a}(l-\varepsilon)\right]. \end{aligned}\right\} \quad (15)$$

$K_0$ findet man als Grenzwert von $K_\nu$ für $\nu = 0$, wenn man für verschwindende $\nu$ die Winkelfunktion durch den Winkel ersetzt:

$$K_0 = \lim_{\nu=0} K_\nu = -\frac{P}{\pi\varepsilon}\frac{1}{\nu}\left[\nu\frac{\pi}{a}(l+\varepsilon) - \nu\frac{\pi}{a}(l-\varepsilon)\right] = -\frac{2P}{a} \quad (15a)$$

Läßt man ε immer kleiner werden, so gewinnt man bei verschwindendem ε den Beiwert $K_\nu$ für den Fall zweier symmetrischer Einzellasten, nämlich:

$$\begin{aligned} K_\nu &= \lim_{\varepsilon=0} -\frac{P}{\pi\varepsilon}\frac{1}{\nu}\left[\sin\nu\frac{\pi}{a}(l+\varepsilon) - \sin\nu\frac{\pi}{a}(l-\varepsilon)\right] \\ &= \lim -\frac{2P}{\pi\varepsilon}\frac{1}{\nu}\cos\nu\pi\frac{l}{a}\sin\nu\pi\frac{\varepsilon}{a} = -\frac{2P}{a}\cos\nu\pi\frac{l}{a} \end{aligned} \quad (16)$$

$K_0$ hat den gleichen Wert wie vor.

Setzt man in Gl. (15) $\varepsilon = l$, so erhält man die Beiwerte für den Fall, daß eine einzige Streckenlast von der Länge $4\,l$ im Betrage von $2\,P$ die Belastung bildet, nämlich:

$$K_\nu = -\frac{P}{\pi l}\,\frac{1}{\nu}\,\sin 2\nu\frac{\pi l}{a}. \qquad (17$$

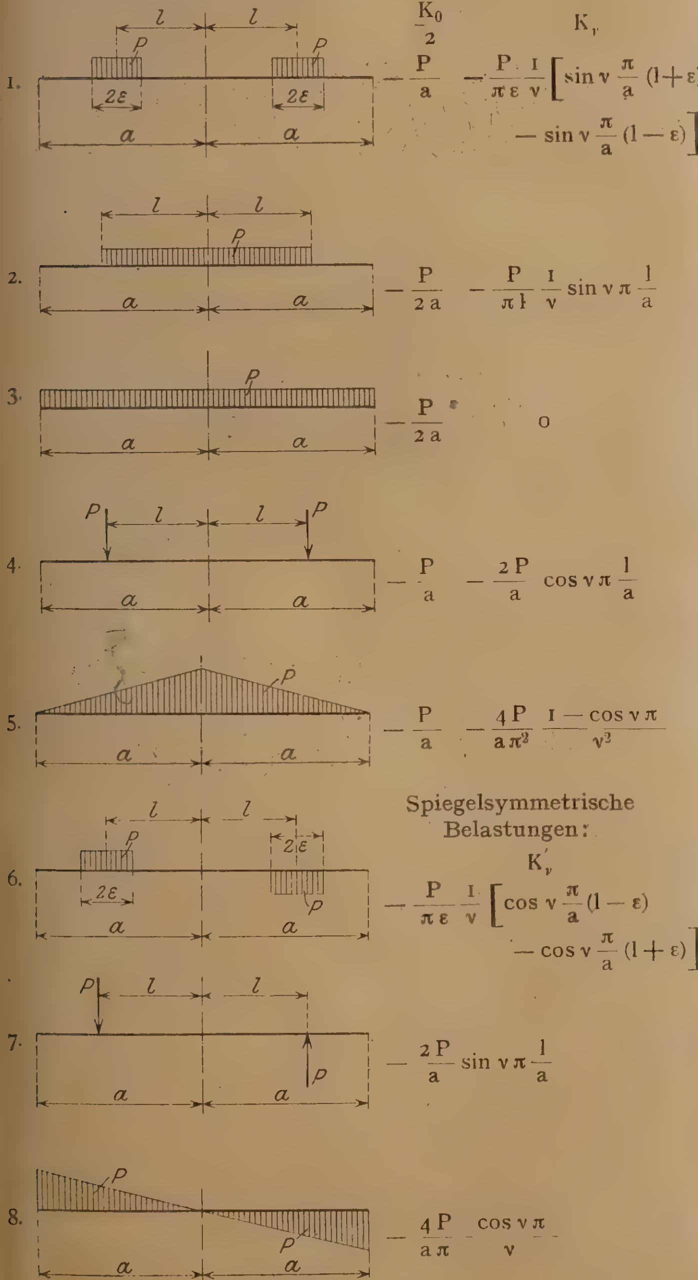
Aus (16) gewinnt man, wenn $l = 0$ gesetzt wird, den Beiwert K für den Fall einer Einzellast $2\,P$ in der Mitte:

$$K_\nu = -\frac{2P}{a}.$$

In gleicher Weise lassen sich die Formeln für spiegelsymmetrisch angeordnete Lasten P entwickeln. In der nachstehenden Tafel der Beiwerte K und K' sind für eine Reihe von verschiedenen Belastungsmöglichkeiten eines Scheibenrandes die Formeln für K bezw. K' angegeben.

$$\sigma_y=\frac{A_0}{2}+\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu+B_\nu)\frac{(\mathfrak{Sin}\,\alpha b+\alpha b\,\mathfrak{Cos}\,\alpha b)\,\mathfrak{Cos}\,\alpha y-\alpha y\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b+2\alpha b}\cos\alpha x+\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu-B_\nu)\frac{(\mathfrak{Cos}\,\alpha b+\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b)\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y-\alpha y\,\mathfrak{Cos}\,\alpha b\,\mathfrak{Cos}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b-2\alpha b}\cos\alpha x$$

**Tafel der Belastungsbeiwerte K und K'.**



Symmetrische Belastungen:

| | $\frac{K_0}{2}$ | $K_\nu$ |
|---|---|---|
| 1. | $-\frac{P}{a}$ | $-\frac{P}{\pi\varepsilon}\,\frac{1}{\nu}\left[\sin\nu\frac{\pi}{a}(l+\varepsilon)-\sin\nu\frac{\pi}{a}(l-\varepsilon)\right]$ |
| 2. | $-\frac{P}{2a}$ | $-\frac{P}{\pi l}\,\frac{1}{\nu}\sin\nu\pi\frac{l}{a}$ |
| 3. | $-\frac{P}{2a}$ | $0$ |
| 4. | $-\frac{P}{a}$ | $-\frac{2P}{a}\cos\nu\pi\frac{l}{a}$ |
| 5. | $-\frac{P}{a}$ | $-\frac{4P}{a\pi^2}\,\frac{1-\cos\nu\pi}{\nu^2}$ |

Spiegelsymmetrische Belastungen:

| | $K'_\nu$ |
|---|---|
| 6. | $-\frac{P}{\pi\varepsilon}\,\frac{1}{\nu}\left[\cos\nu\frac{\pi}{a}(l-\varepsilon)-\cos\nu\frac{\pi}{a}(l+\varepsilon)\right]$ |
| 7. | $-\frac{2P}{a}\sin\nu\pi\frac{l}{a}$ |
| 8. | $-\frac{4P}{a\pi}\,\frac{\cos\nu\pi}{\nu}$ |

## 6. Die Spannungsverteilung an den Enden eines langen Zug- oder Druckstabes.

Die Kräfte, die Zug- oder Druckstäbe aufzunehmen haben, werden an den Stabenden in der Regel durch Niete, also in einzelnen, im Verhältnis zur Stabbreite engen Bezirken übertragen. Es taucht nun die Frage auf, wie rasch verteilen sich die so in den Stab eingeführten Kräfte über die ganze Stabbreite. Mit der Lösung dieser Aufgabe ist auch die Frage über die Mitwirkung nicht unmittelbar angeschlossener Stabteile, wie abstehender Winkelschenkel u. ä., beantwortet.

Wir wollen die Gesamtheit der hier auftauchenden Probleme an der Hand eines einfachen symmetrischen Belastungsfalles behandeln. Wir betrachten zu diesem Zwecke eine rechteckige Scheibe, die an beiden schmalen Rändern $y = \pm b$ in der Mitte von einer Einzellast P ergriffen ist (Abb. 10). Für die Spannungen $\sigma_y$, die uns hier allein interessieren, haben wir gefunden:

(siehe obige Gleichung)

Da nach Fall 4 der Tafel, mit $l = 0$, wenn man noch $2\,P$ durch P ersetzt:

$$\frac{A_0}{2}=\frac{B_0}{2}=+\frac{P}{2a}\text{ und }A_\nu=B_\nu=+\frac{P}{a},$$

so folgt:

$$A_\nu+B_\nu=+2\frac{P}{a},\quad A_\nu-B_\nu=0.^{6)}$$

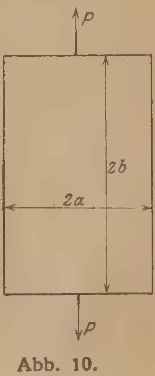



Abb. 10.

Da bei einem Stab b groß gegen a ist, so läßt sich die Gleichung für $\sigma_y$ bedeutend vereinfachen, indem man $\mathfrak{Sin}\,\alpha b$ und $\mathfrak{Cos}\,\alpha b$ durch $\frac{1}{2}e^{\alpha b}$ ersetzt und $2\,\alpha b$ im Nenner gegen $\mathfrak{Sin}\,2\,\alpha b$ vernachlässigt. Man erhält so:

$$\sigma_y=\frac{P}{2a}+2\frac{P}{a}\sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{(1+\alpha b)\,\mathfrak{Cos}\,\alpha y-\alpha y\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y}{e^{\alpha b}}\cos\alpha x.$$

Weil nun für uns nur die Spannungen in der Nähe des oberen und unteren Randes in Frage kommen, für solche Punkte aber $\alpha y$ große Werte annimmt, so kann auch $\mathfrak{Cos}\,\alpha y$ und $\mathfrak{Sin}\,\alpha y$ durch $\frac{1}{2}e^{\alpha y}$ ersetzt werden und die Gleichung für $\sigma_y$ vereinfacht sich weiter zu:

$$\sigma_y=\frac{P}{2a}+\frac{P}{a}\sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{1+\nu\frac{\pi}{a}(b-y)}{e^{\nu\frac{\pi}{a}(b-y)}}\cos\nu\pi\frac{x}{a}\quad .\;.\;.\;.\;(18$$

wobei für $\alpha = \nu\frac{\pi}{a}$ geschrieben wurde.

Die für $\sigma_y$ erhaltene Reihe konvergiert bei nicht zu kleinen Werten von $(b-y)$ sehr rasch und gestattet schon mit wenigen Gliedern eine genügend genaue Berechnung von $\sigma_y$. Setzt man z. B. $b - y = a$, gleich der halben Plattenbreite, so erhält man:

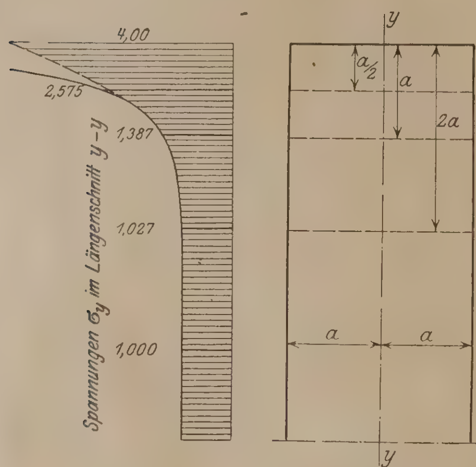
$$\sigma_y=\frac{P}{2a}+\frac{P}{a}\left[\frac{1+\pi}{e^\pi}\cos\frac{\pi x}{a}+\frac{1+2\pi}{e^{2\pi}}\cos 2\frac{\pi x}{a}+\ldots\right].$$

Da $e^\pi = 23{,}141$ ist, so genügen 3 Glieder zur Berechnung von $\sigma_y$ auf drei Dezimalstellen.

6) Da P hier Zug ist, so wurde statt des Minuszeichens ein Pluszeichen gesetzt.

In der Abb. 11 ist der Verlauf der Spannungen für die Querschnitte $b - y = \frac{a}{2}$, a und 2 a dargestellt. Wie man erkennt, kann die Verteilung der eingeleiteten Kraft in einer Entfernung von 2 a vom Rande, d. i. der Stabbreite, praktisch als gleichförmig angesehen werden; die Abweichung vom Mittel beträgt kaum 3 vH. Dieses Ergebnis ist sehr wichtig, es zeigt, daß die in den Stab geleiteten Kräfte sich verhältnismäßig rasch ausbreiten.

In Abb. 11 ist auch der Verlauf der Spannungen $\sigma_y$ im Achsenlängenschnitt y—y dargestellt. $\sigma_y$ wird am Rande, im Angriffspunkte der Kraft, theoretisch unendlich. Weil aber in Wirklichkeit die Last nicht in einem mathematischen Punkt, wie angenommen wurde, sondern durch den Nietbolzen in einem endlichen Bezirk übertragen wird, so sinkt die Beanspruchung $\sigma_y$ am Rande auf einen endlichen Wert. Nach einem Versuche von Rühl[7]) steigt die Längsspannung $\sigma_y$ am Lochrande auf das 3,76fache des Durchschnittswertes der Spannung, bezogen auf den Vollquerschnitt. Wir runden diesen Wert vorsichtshalber auf 4 auf und erhalten die in der Abb. 11 gestrichelt eingetragene Spannungslinie.



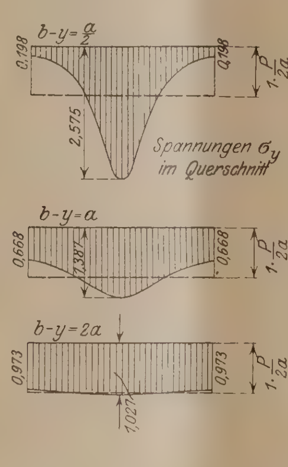



Abb. 11.

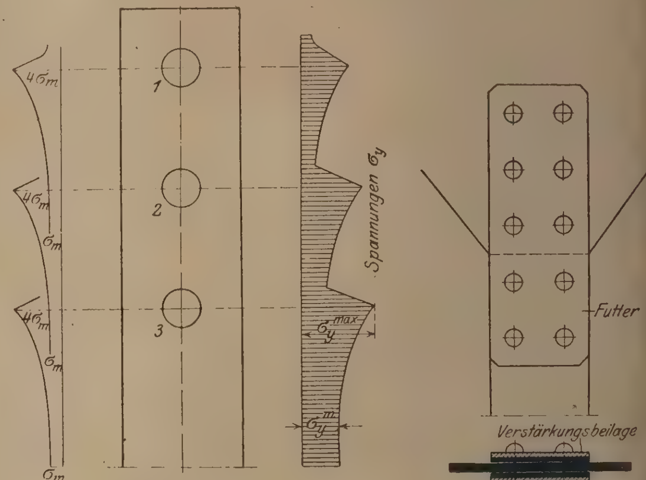



Abb. 12. Abb. 13.

Mit der so gewonnenen Spannungslinie soll nun der Verlauf der Spannungen in einem 3-, 4- und 5nietigen Anschluß eines Flacheisens festgestellt werden. Wir nehmen an, daß der Nietabstand gleich der Stabbreite ist, und daß sich die Last gleichmäßig auf die Niete verteilt. In Abb. 12 ist der dreinietige Anschluß dargestellt, links sind die Spannungslinien $\sigma_y$ für jede einzelne durch einen Niet dargestellte Laststufe gezeichnet, rechts die Gesamtwirkungen. Man erhält auf diese Weise als größte auf den Vollquerschnitt bezogene Spannung bei Niet 3:

$$\sigma_y^{max} = \frac{P}{3\,F}(4 + 1 + 1) = 2\,\frac{P}{F}$$

oder wenn man die Nietverschwächung mit beiläufig 20 vH einschätzt, die größte Spannung bezogen auf den Nettoquerschnitt $F_n$

$$\sigma_y^{max} = 1{,}60\,\frac{P}{F_n}$$

für den 4- und 5nietigen Anschluß errechnet man auf ähnliche Weise:

$$\text{für 4 Nieten} \quad \sigma_y^{max} = \frac{7}{4}\,\frac{P}{F} \text{ oder } 1{,}40\,\frac{P}{F_n}$$

$$\text{für 5 Nieten} \quad \sigma_y^{max} = \frac{8}{5}\,\frac{P}{F} \text{ „ } 1{,}28\,\frac{P}{F_n}$$

Dies sind ganz nennenswerte Erhöhungen der nach der üblichen Berechnungsweise gefundenen Spannungswerte, die sich in Wirklichkeit noch erhöhen werden, da die Endnieten einen größeren Anteil an der Stabkraft aufnehmen, als der vorausgesetzten gleichmäßigen Verteilung entspricht.

Die vorstehenden Zahlenwerte, denen wir nur die Bedeutung von Vergleichswerten zubilligen wollen, ihrer absoluten Höhe nach könnten sie bestenfalls als eine untere Grenze der tatsächlichen Spannungen angesprochen werden, zeigen deutlich, daß mit zunehmender Zahl der hintereinanderstehenden Niete die Spannungsverteilung über den Querschnitt gleichmäßiger wird.

Die hier ermittelten Erhöhungen der rechnungsgemäßen Durchschnittsspannungen weisen etwa das gleiche Ausmaß auf, das die Nebenspannungen in gut ausgeführten Fachwerkträgern besitzen. Sie sind auch als Nebenspannungen zu werten, da sie mit diesen die kennzeichnende Eigenschaft teilen, nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze rasch abzunehmen. Die Spannungsverteilung über dem Stabquerschnitt wird dann eine gleichmäßigere. Wollte man die Spannungen im Anschlusse abmindern, so müßten die Stabenden durch Blechbeilagen etwa nach Abb. 13 verstärkt werden. Dies dürfte sich allerdings nur bei kurzen Anschlüssen (3—4 Nieten hintereinander) als notwendig erweisen.

Es ist leicht einzusehen, daß an den Spannungsverhältnissen in der Platte, soweit die Spannung $\sigma_y$ in Frage steht, nicht viel geändert wird, wenn die Platte längs zweier Linien n—n, wie in Abb. 14 angedeutet ist, aufgebogen wird. Damit wird Gl. (18) auch anwendbar auf den Spannungsfluß in den nicht unmittelbar angeschlossenen Stabteilen und die Folgerungen, die wir aus Gl. (18) über die Spannungsverteilung über dem Querschnitt gezogen haben, gelten auch hier. Allerdings muß Vorsorge getroffen werden, daß Biegungswirkungen der Längsspannungen $\sigma_y$ ausgeschaltet werden, was z. B. dadurch geschehen kann, daß zwei [-förmig gebogene Streifen miteinander verbunden werden, wie dies in Abb. 14 angedeutet ist. Unsere Schlußfolgerungen gelten also zunächst nur für Stäbe, die symmetrische Querschnittsanordnung zur Ebene des Anschlußbleches aufweisen.

Setzt man die halbe Plattenbreite $a = \alpha + \beta$, siehe Abb. 14, so ergibt sich auf Grund der obenstehenden Darlegungen, daß in einem Abstande von $2\,a = 2\,(\alpha + \beta)$ von jedem Niet, die von dem Niet in den Stab geleitete Kraft als gleichförmig über den Stabquerschnitt verteilt anzusehen ist.

[7]) Rühl, Experimentelle Entwicklung ebener Verschiebungs- und Spannungszustände auf neuem Wege und Anwendung auf eine durch zwei Nietbolzen gespannte Platte. Forschungsarbeiten hsg. v. V. d. I. H. 221, Berlin 1920.

Da aber das Verhältnis der Nietdistanzen zur halben Plattenbreite bei derartigen Stäben ein viel ungünstigeres ist, als bei Flacheisen, so wächst auch die Spannung gegen den letzten Niet etwas rascher an, als dort. Setzt man zum Beispiel den Nietabstand gleich einem Drittel der Breite $2a = 2(\alpha+\beta)$, was im Mittel mit üblichen Ausführungsverhältnissen übereinstimmen dürfte, so erhält man beim 3nietigen Anschluß:

$$\sigma_y^{max} = (4 + 2{,}04 + 1{,}15)\frac{P}{3F} = 2{,}40\frac{P}{F}$$ [8])

oder auf den Nettoquerschnitt bezogen, bei 15 vH Bohrverlust,

$$\sigma_y^{max} = 2{,}04\frac{P}{F_n}.$$

bei 4 Nieten erhält man:

$$\sigma_y^{max} = 1{,}74\frac{P}{F_n}$$

und bei 5 Nieten:

$$\sigma_y^{max} = 1{,}56\frac{P}{F_n}.$$

Die Überlastung ist insbesondere bei geringer Nietzahl sehr bedeutend, es empfiehlt sich gerade bei derartigen Stabformen, die abstehende, nicht unmittelbar angeschlossene Querschnittsteile aufweisen, Verstärkungsflacheisen, ähnlich wie in Abb. 13 vorzusehen. In der Regel wird aber die Anschlußnietzahl größer als bei Flacheisen sein, so daß sich derartige Querschnittsformen praktisch kaum ungünstiger verhalten werden als Flacheisen. $\sigma_y^{max}$ dürfte in Ausführungsfällen kaum über $1{,}7\frac{P}{F_n}$ steigen.

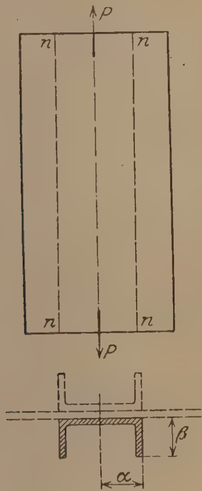



Abb. 14.

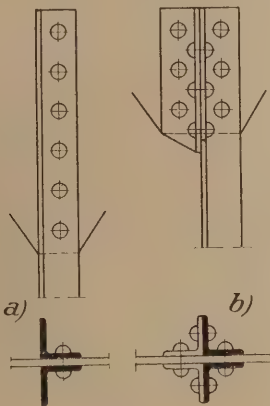



Abb. 15.

Es ist noch die Frage zu beantworten, ob die vielfach zum Anschluß abstehender Schenkel verwendeten Beiwinkel eine nennenswerte Verbesserung des Anschlusses hinsichtlich der rascheren Verteilung der in den Stab geleiteten Kräfte bedeuten. Wir betrachten zu diesem Zwecke einen einfachen Sonderfall, den Anschluß eines Winkelpaares. In Abb. 15a sind die beiden Winkel ohne Beiwinkel mit 6 hintereinanderstehenden Nieten, in Abb. 15b mit Beiwinkeln ebenfalls mit 6 Nieten, aber in zwei Reihen nebeneinander angeschlossen. Wir sehen von den hier in Betracht kommenden Exzentrizitätswirkungen ab, beachten also nur die reinen Längskräfte in ihrem Verlaufe im Bereiche des Anschlusses. Im Falle a beträgt, wenn wir die Nietdistanz t gleich der Schenkelbreite annehmen, die Breite $a = \alpha + \beta \sim 1{,}5\,t$, und man erhält genau wie beim ⊏-Eisenstab:

$$\sigma_y^{max} = \frac{P}{6F}(4 + 2{,}04 + 1{,}15 + 1 + 1 + 1) = 1{,}70\;\frac{P}{F}$$

Im Falle b gewinnt man günstigstenfalls:

$$\sigma_y^{max} = \frac{P}{3F}(4 + 2{,}04 + 1{,}15) = 2{,}40\frac{P}{F}$$

also einen viel größeren Wert für $\sigma_y^{max}$.

Der längere Anschluß ist daher vom Standpunkte der Kraftverteilung aus günstiger als der kürzere, trotzdem bei letzterem die abstehenden Schenkel unmittelbar angeschlossen zu sein scheinen. Das Verhältnis verschiebt sich allerdings etwas zugunsten des Falles b durch den Umstand, daß in Wirklichkeit bei 6 hintereinander stehenden Nieten die äußeren Nieten bedeutend stärker belastet sind, als die mittleren, während bei 3 hintereinander stehenden Nieten die Unterschiede kaum mehr in die Wagschale fallen. Nehmen wir zum Beispiel, um nicht zu weitläufig zu werden, an, daß die beiden Endnieten um 50 vH mehr zu tragen haben als $\frac{P}{6}$, während der Rest der Anschlußkraft sich auf die übrigen 4 Nieten gleichmäßig verteilt, so erhält man für

$$\sigma_y^{max} = \frac{P}{6F}\,[1{,}5\cdot 4 + 0{,}75\,(2{,}04 + 1{,}5 + 1 + 1) + 1{,}5\cdot 1] = 1{,}90\;\frac{P}{F}$$

welcher Wert noch immer unterhalb $2{,}40\,\frac{P}{F}$ bei Anschluß mit Beiwinkel bleibt.

Schlußfolgerungen: Die tatsächliche Größtbeanspruchung $\sigma^{max}$ in einem mehrnietigen Zug- oder Druckstabanschluß ist mindestens 1,3—2mal so groß als die nach der Regel $\sigma = \frac{P}{F_n}$ ermittelte Beanspruchung. Sie wird geringer, je größer die Zahl der hintereinander stehenden Nieten ist, d. h. je länger der Anschluß ist. Der Anschluß abstehender Querschnittsteile mittels sogenannter Beiwinkel verringert die örtliche Überanstrengung im Anschlusse nicht. Zur Entlastung wird die Anordnung von Verstärkungsblechen, ähnlich wie bei Bolzenanschlüssen empfohlen. Auch die Anschlußbleche sind von dem gleichen Gesichtspunkte ausgehend reichlich stark zu machen.

Die hier gezogenen Schlußfolgerungen hinsichtlich der Wirkung der Beiwinkel werden durch Versuche Rudeloffs bestätigt, der ausdrücklich feststellt, daß längere Anschlüsse ohne Beiwinkel größeren Gleitwiderstand und größere Bruchfestigkeit aufweisen, als kürzere Anschlüsse mit Beiwinkeln[9]).

Aus einer mir während der Drucklegung dieser Arbeit zugegangenen Schrift von Dipl.-Ing. Wyß, Olten (Schweiz) „Beitrag zur Spannungsuntersuchung an Knotenblechen eiserner Fachwerke" ist zu ersehen, daß auch die unmittelbare Spannungsmessung nur geringe Anteilnahme der Beiwinkel an der Kraftübertragung zeigt. Die Spannungsverteilung über die einzelnen untersuchten ⊏-Eisenquerschnitte im Anschlußbereiche ist in beiden Fällen (mit und ohne Beiwinkel) annähernd die gleiche. Wie die Versuche zeigen, beteiligen sich die abstehenden nicht angeschlossenen ⊏-Eisenschenkel in hohem Maße an der Kraftübertragung, was mit den Folgerungen aus unserer Theorie gut übereinstimmt. Bei den erwähnten Versuchen wurde die Elastizitätsgrenze nirgends überschritten. (Schluß folgt.)

[8]) Die einzelnen Summanden in der Klammer können leicht an der Hand der Linie $\sigma_y$ im Achsenschnitt in der Abb. 11 nachgeprüft werden.

[9]) Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau, Ausg. A, H. 3 Berlin 1921, S. 57.

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

## Baustoffkunde.

569. Neuere Konstruktionsgrundsätze und Anwendungen der Knutson-Doppelwellbeche. Von Geheimrat Dr.-Ing. M. Foerster, Dresden. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 16, S. 393—395, mit 21 Abb. Die Knutsonschen Doppelwellbleche werden in ihren Eigenschaften gegenüber den Normalwellblechen gewürdigt und zeitliche Baumöglichkeiten mit ihnen erörtert und durch Beispiele belegt.

570. Über die Wirkung von Traß in Mischung mit Portlandzement. Von Mag.-Oberbaurat Dr. Herrmann, Berlin. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 5, S. 38—40. Traßzusatz verhindert die schädlichen Wirkungen von Kalkhydrat (Auslaugbarkeit und Treibfähigkeit). Versuchsergebnisse aus dem techn. Untersuchungsamt der Stadt Berlin über die günstigste Höhe des Traßzusatzes (1 : 0,5 bis 1 : 0,8). Festigkeitserhöhungen treten vom 18. Tage an ein und betragen nach 60 Tagen 37 vH auf Druck und 16 vH auf Zug. Verwendung von Traß bei Hochbauten. Wirkung von Traß auf die Wasserdurchlässigkeit. Zementersparnis bei Verwendung von Traß (Höchstgrenze 25 vH).

571. Verfahren zur Bestimmung des freien Kalkes im abgebundenen Portlandzement und Beispiele für seine Anwendung. Von Dr. Passow, Blankenese. Zement 1923, Nr. 12 u. 13, S. 87/88, 96/97. Versuchsergebnisse aus dem Laboratorium des Vereins Deutscher Hochofenzemente.

572. Freier Kalk und Meerwasserbeständigkeit des Betons. Von Dipl.-Ing. Prüssing, Hermsmoor. Zement 1923, Nr. 15, S. 113. Entgegnung auf den Aufsatz von Dr. Passow in Nr. 12 u. 13 d. Z.

573. Das günstigste Mischungsverhältnis von Traß zu Kalk. Von Gg. Fredl, Harburg. Zement 1923, Nr. 12, S. 89. Zuschrift zu einem früheren Aufsatz (Nr. 8 und 9) von Dr. Cantzler und Dr. Splüttgerber.

574. Einwirkung von Zucker auf Zement. Von Dr. Nitzsche. Zement 1923, Nr. 12, S. 90, 2 Abb. Wiedergabe von Laboratoriumsversuchen.

575. Abgelagerter Zement. Von Dipl.-Ing. Prüssing. Zement 1923, Nr. 11, S. 82—84. Ergebnisse von Versuchen über die Festigkeitseinbuße bei verschiedener Lagerung und Lagerzeit.

576. Änderung der Zementnormen. Von Dr.-Ing. Nitzsche, Frankfurt a. M. Zement 1923, Nr. 14, S. 103/104. Vorschläge zur sicheren Bestimmung der Abbindeverhältnisse.

577. Untersuchungen über Erhärtung von Zement nach Einwirkung niedriger Temperaturen. Zentralblatt 1923, Nr. 33/34, S. 198/199. Zusammenfassung der Ergebnisse von Versuchen der norwegischen Professoren Kreüger und Eriksson im bautechnischen Laboratorium der Technischen Hochschule Stockholm. Ergebnis: Zur Erreichung normaler Festigkeit genügt es, abgebundenen Beton noch zwei Tage in Temperatur von + 4° bis + 6° C zu halten.

## Baumaschinen.

— — — —

## Statik und Festigkeitslehre.

578. Neuzeitliche Prüfmaschinen und Prüfeinrichtungen. Von F. Mohr, Mannheim. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 4, 5, 14, mit 33 Abb. Prüfmaschinen und Prüfeinrichtungen der Mannheimer Maschinenfabrik Mohr und Federhaff. Verwendung der Laufgewichtswage. Neuerungen an Meßdosen. Ketten- und Ankerprüfmaschinen. Versuchsgeschwindigkeiten. Nachprüfung der Lastanzeige. Kraftprüfer Bauart Haberer. Prüfdrehbank mit Meßschlitten für Werkzeugstähle. Versuchsbohrtisch. Pendelschlagwerke. Dauerschlagwerk für Biege- und Zugproben. Neuere Kugeldruckpressen, Federprüfmaschinen, Verdrehungsmaschinen, Betonprüfmaschinen. Neuere Abnutzungsprüfmaschine zur Ermittlung der Verschleißfestigkeit. Biegemaschine.

579. Zur angenäherten statischen Berechnung rechteckiger Platten. Beton und Eisen 1923, Nr. 8, S. 114/115. Erwiderung von Prof. L. Hotopp, Hannover, auf die Besprechung, die Dr.-Ing. Lewe, Berlin, in Nr. 17 von Beton und Eisen 1922 an das von Prof. H. in Nr. 6 und 8, 1922, veröffentlichte Verfahren zur angenäherten statischen Berechnung biegefester rechteckiger Platten geknüpft hat. Weitere Stellungnahme dazu von Dr. Lewe.

580. Beitrag zur Querschnittbemessung der Betongewölbe. Von Dr. techn. E. Proksch, Sinaia. Beton und Eisen 1923, Nr. 6, 7, S. 85/86, 100/101. Besprechung von drei Lösungen zur Berechnung einer Straßenbrücke I. Kl. von 4 m Breite, 18 m lichter Weite und 3,5 m Bauhöhe. Bogen in Beton. Kleinste Überschüttung 40 cm. Scheitelstärken 80, 60 und 40 cm, Kämpferstärken 110, 90 und 60 cm. Die dritte Lösung mit geringen Abmessungen ist statisch und wirtschaftlich die günstigste.

581. Beanspruchungshöhe, Korngröße und Temperatur bei Ermüdungserscheinungen. Von Prof. Dr.-Ing. W. Müller und Dipl.-Ing. H. Leber, Darmstadt. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 15, S. 357—363, mit 14 Abb. Zusammenhang zwischen der Ermüdungsfestigkeit durchSchlagwirkung und den statischen Festigkeitseigenschaften. Ermüdung und Kornstörung. Entstehung von Dauerbrüchen. Beeinflussung der Ermüdungsfestigkeit durch Korngröße und erhöhte Temperaturen.

582. Berechnung der Hängebrücken für Eisenbahnen von 1,0 m Spur. Von Lanna. Annales des Ponts et Chaussées 1922, Nr. 6, S. 281—301, mit 9 Abb. Untersuchungen über die Berechnung von Hängebrücken mit Versteifungsträger unter Verkehrslasten.

## Brückenbau.

### a) Allgemeines.

583. Das Holz im Gerüstbau. Der Holzbau (D. Bztg.) 1923, Nr. 6, S. 21—23, 8 Abb. Beschreibung des Arbeits- und des Lehrgerüstes der Straßenbrücke über das Pétrussetal in Luxemburg.

584. Über die Anlagebedingungen großer, moderner Hängebrücken. Von T. Godard. Annales des Ponts et Chaussées 1922, Nr. 5, S. 101—131, mit 8 Abb. Verfasser untersucht die verschiedenen Bauarten von Hängebrücken, insbesondere den Einfluß der Gelenke im Versteifungsträger.

Vgl. Nr. 580.

### b) Hölzerne Brücken.

585. Zur Berechnung der einfachen und zusammengesetzten Brückenbalken. Von Ing. Dr. Alexander Parenski, Lemberg. Z. d. Ö. I. u. A. V. 1923, Nr. 13/14, S. 76—78, mit 1 Abb. Die Berücksichtigung der durch den Bohlenbelag erzwungenen Mitwirkung der dem belasteten hölzernen Längsbalken benachbart liegenden Träger erlaubt sparsame Dimensionierung. Die aus der Durchbiegung abgeleiteten Formeln werden zu handlichen Endwerten verarbeitet.

### c) Stein- und Betonbrücken.

586. Die Zähringerbrücke in Freiburg der Neubau an Stelle der großen Hängebrücke. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 16, S. 189—194 mit 12 Abb. Besprechung der für den Wettbewerb eingegangenen Entwürfe. Zur Ausführung bestimmt wurde der Entwurf einer gewölbten Steinbrücke mit sieben gleich großen Öffnungen von rd. 30 m, einer Verkehrsbreite von 11,5 m und mit einer „unteren" Brücke mit drei flachgespannten Gewölben.

### d) Eisenbetonbrücken.

587. Straßenbrücke über die Illownitza in Polnisch-Schlesien. Von Dr.-Ing. Franz Urwalek, Biala. Beton und Eisen 1923, Nr. 7, S. 89—91, mit 7 Abb. Baubesprechung. Der Betonierung stellten sich durch die ungünstige Jahreszeit und durch die Notwendigkeit uneingeschränkter Aufrechterhaltung des Verkehrs auf der alten Brücke, die genau an der Stelle der neuen Brücke stand, manche Schwierigkeiten entgegen.

588. Neue Eisenbetonbrücke bei Castelnaudary (Aude) in Frankreich. Beton und Eisen 1923, Nr. 7, S. 102, mit 4 Abb. Auszug aus einem Artikel von Paul Thomann im „Génie Civil" vom 2. Sept. 1922. Spannweite 40 m, Verkehrsbreite 9 m. Als Endauflager wurden „biegsame" Unterstützungen verwendet. Die Brücke stellt konstruktiv und baulich eine sehr befriedigende Lösung dar.

### e) Eiserne Brücken.

589. Ersatz einer Holzfahrbahn auf eiserner Brücke durch Eisenbetonplatten. Cement and Engineering News 1922, Nr. 3, 3 Spalten, 4 Abb. Verstärkung des Fahrbahngerippes. Platten auf Werkplatz hergestellt. Auswechslung ohne Unterbrechung des Verkehrs.

590. Die großen Arbeiten der Schweizer Brückenbauingenieure auf dem Gebiete der Nebenspannungen und die daraus zu ziehenden Folgerungen. Von Prof. Dr. Fr. Hartmann, Wien. Z. d. Ö. I. u. A. V. 1923, Nr. 15/16, S. 85—90, mit 3 Abb. Berechnungen und Versuche zur Ergründung des Verhaltens der Brücken hinsichtlich der Nebenspannungen infolge starrer Knotenverbindungen der Fachwerkstäbe sowie Schlußfolgerungen.

591. Die Fährbrücke über den Riachuelo in Buenos-Aires. Von H. Guérin. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 11, S. 245—249, mit 16 Abb. Beschreibung der Fährbrücke, deren Hauptträger 91,5 m lang ist und 42 m über dem Hochwasserspiegel liegt (Stützweite 77,5 m).

### Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

592. Martin- und Elektrostahlwerk aus Eisenbeton. Von Prof. Dr.-Ing. J. Magg, Graz. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 17, S. 405—407, mit 7 Abb. Das Stahlwerk, das zwei kippbare 15-t-Martinöfen und einen Lichtbogen-Widerstandsofen von 6 t Fassung enthält, ist ganz aus Eisenbeton hergestellt. Einzelheiten der Anlage. Überwindung von Bauschwierigkeiten. Erfahrungen.

### Gründungsarbeiten usw.

593. Berechnung von Pfahlrosten. Beton und Eisen 1923, Nr. 7, S. 103/104. Erwiderung von A. Ostenfeld, Kopenhagen, auf eine Zuschrift von Prof. Jacoby in Beton und Eisen 1922, Nr. 20.

594. Berechnung der Fundamentanker. Von Fritz Neumann, Düsseldorf. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 15, S. 376, mit 1 Abb. Ableitung einer Faustformel unter Vernachlässigung der Ankerdehnung.

595. Die Tiefe der Gründung von Mauern. Von Pigeaud. Annales des Ponts et Chaussées 1922, Nr. 5, S. 175—180, mit 1 Abb. Untersuchungen über die Abhängigkeit der Bodenpressung von Mauern von der Gründungstiefe.

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

596. Der Treffpunkt des Wasserstrahls eines Überfalls mit dem Boden. Von Prof. A. Deischa, Moskau. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 14, S. 171, mit 2 Abb. Graphische Methode zur Bestimmung des Treffpunkts der fallenden Wassermenge mit dem Boden.

597. Das Leben und die Werke Henri Bazins (1829—1917). Von D. Eydoux. Annales des Ponts et Chaussées 1922, Nr. 6, S. 197—222, mit 3 Abb. Verfasser schildert den Lebenslauf Bazins und dessen Untersuchungen auf dem Gebiete des Wasserbaus. Bericht über die Reden anläßlich der Einweihung eines Denksteines in Dijon und Angaben über die Veröffentlichungen Bazins.

598. Henri Bazins Wirken für den Wasserbau. Von Charles Rabut. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 15, S. 343—346. Anläßlich der Einweihung eines Denkmals für Henri Bazin in Dijon schildert der Verfasser die Werke Bazins und seinen Einfluß auf den neuzeitlichen Wasserbau.

599. Der französische Staat und die Ausnutzung der Wasserkräfte. Von G. Tochon. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 11, S. 256—260. Verfasser gibt einen geschichtlichen Überblick über den Einfluß des Staates auf die Ausnutzung der Wasserkräfte und bespricht dann das Gesetz vom 16. Oktober 1919 und dessen Ausführungsbestimmungen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

600. Zur Öffnung des Diepoldsauer Durchstichs. Von C. J. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 17, S. 207—209, mit 5 Abb. Beschreibung des am 28. April 1923 durch Sprengung erfolgten Durchstichs des provisorischen Abschlußdammes, der als Parallelwerk dem alten linksufrigen Wuhr vorgelegt war.

601. Aquädukt aus Eisenbeton in Kanada. Cement and Engineering News 1922, Nr. 3. Offener Trog auf Eisenbetonsäulen, 3200 m lang, 25 cbm Wasser in der Sekunde. Düker unter Bahnlinie. 1 Spalte, 1 Abb.

602. Kaimauer aus Betonhohlblöcken mit Beton- und Steinfüllung. Cement and Engineering News 1922, Bd. 34, Nr. 9, 3 Spalten, 4 Abb. Gründung auf Felsen. 6,6 m unter Wasserspiegel. Rascher Aufbau mit Hilfe von Tauchern und Kranen. Betonhohlblöcke 4,6×4,9×1,1 m.

603. Untersuchungen über den Anlauf der Leuchttürme. Von G Debès. Annales des Ponts et Chaussées 1922, Nr. 6, S. 263—272, mit 7 Abb. Für den Anlauf der Gründung der Leuchttürme wird ein elliptisches Profil vorgeschlagen und eingehend begründet.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

604. Zement und Mittlere Isar. Von Dr. Seißer, Mittlere Isar. Zement 1923, Nr. 13/14, S. 98/99, 105—108, 9 Abb. Beschreibung der Betonbauwerke, insbesondere des Arbeitsvorgangs beim Betonieren der Kanalböschungen mit Hilfe des Koppenhoferschen Böschungswagens.

605. Der Einfluß einer gefüllten Talsperre auf die Hochwasserwellen. Von Baurat Dr.-Ing. Wolf, Weimar. Zentralblatt 1923, Nr. 33/34, S. 196/197, 2 Abb. Durchrechnung eines Beispiels.

606. Wasserkraftgewinnung aus Flachlandflüssen. Von Reg.- und Baurat R. Seifert, Berlin. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 3, 6, 7, mit 17 Abb. Allgemeine Bedingungen der Wasserkraftgewinnung aus Flachlandflüssen, vor allem schiffbare Ausnutzung des Gefälles und der Abflußmenge durch Stauwehr oder Seitenkanal in Erde oder Beton. Zahlenbeispiel: Weser unterhalb Minden. Günstige Verhältnisse ohne und mit Rücksicht auf Schiffahrtskosten. Vor- und Nachkriegspreise. Ausbauwürdigkeit.

607. Beitrag zur rotierenden Bewegung starrer und flüssiger Körper und deren Anwendbarkeit auf die Turbinentheorie. Von Meyer-Frenkel, Wien. Z. d. Ö. I. u. A. V. 1923, Nr. 15/16, S. 91/92, mit 3 Abb. Untersuchung für den Fall, daß der Körper mit der Drehachse starr verbunden ist, und für den Fall, daß der Schwerpunkt allein mit der Achse derart verbunden ist, daß sich der Körper um den Schwerpunkt bewegen kann ohne Veränderung des Schwerpunktsabstandes von der Drehachse.

608. Die Einheitsgrößen der Francisturbinen unter wechselnden Bedingungen. Von Dr.-Ing. G. Karraß, Berlin. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 14, S. 346 bis 348, mit 11 Abb. Die Einheitsgrößen der Francisturbinen, insbesondere die spezifische Umlaufszahl, bleiben für eine bestimmte Laufradbauart nicht gleich, sondern ändern sich mit dem Reibungswert, dem Austrittsverlust und den Eintrittwinkeln. Diese Änderungen sind berechnet und durch Kurven dargestellt.

609. Berechnung großer, bogenförmiger Talsperren. Von Malterre. Annales des Ponts et Chaussées 1922, Nr. 6, S. 223—262, mit 17 Abb. Eingehende Untersuchungen über die Berechnung der Talsperren als eingespannter Bogen.

610. Die weiße Kohle. Von A. Renaud. Annales des Ponts et des Chaussées 1922, Nr. 5, S. 132—159. Bericht über den Verlauf des Kongresses zur Ausnützung der Wasserkräfte des Südwestens von Frankreich in Bordeaux und die angenommenen Entschließungen.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

611. Einige Verwendungsgebiete und Ausführungen des Zementierverfahrens im Bergbau. Von Regierungsbaumeister Kropf, Tapiau. Beton und Eisen 1923, Nr. 7, S. 97. Zementierarbeiten zum Abteufen von Schächten, zur Abschließung einzelner Teile des Grubenfeldes durch Dämme sowie zum wasserdichten Ausbau der Gruben selbst.

612. Über Gebirgsdruck. Von Ing. Rob. Maillart, Genf. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 14, S. 168, mit 1 Abb. Versuch zur Beurteilung der Spannungsverhältnisse nach Stollenausbruch, insbesondere zur Lösung der Frage: „Wieso kann ein verhältnismäßig schwaches Gewölbe selbst bei großem Gebirgsdruck genügen?“

613. Der Bau einer Tonnlage in der Hödlgrube (bei Voitsberg). Von Dipl.-Ing. Sigmund Schuschny, Wien. Z. d. Ö. I. u. A. V. 1923, Nr. 13/14, S. 78—80, mit 6 Abb. Anlage, Ausbau und Kosten eines tonnlägigen Schachtes zur Förderung von Kohle vom Gewinnungsort bis zum Anfangspunkt einer Seilbahn.

614. Ein neuer Geschwindigkeitsmesser für Fördermaschinen. Von Diplom-Bergingenieur Wilhelm Heilmann, Berlin. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 17, S. 411/412, mit 6 Abb. Wert genauer Geschwindigkeitsmessung an Fördermaschinen. Fahrtmesser (Weg-Zeit-Schreiber), Bauart Iversen: Grundgedanke, Aufbau, Auswertung der gewonnenen Schaubilder, Meßvorgang.

### Straßenbau.

615. Die Gestaltung des Landstraßenunterhaltungsbetriebes in Deutschland. Von Geh. Baurat Nessenius, Hannover. Verkehrstechnik 1923, Nr. 13, 15, 17. Preise und Arbeitsleistung im Straßenbau. Die Inanspruchnahme der Straßen durch Kraftfahrzeuge. Die Heranziehung des Verkehrs zu den Straßenunterhaltungskosten. Die Umgestaltung des Unterhaltungsbetriebes.

616. Neuregelung des Rechtsverhältnisses zwischen der Rheinprovinz als Straßenbesitzer und den Straßen- und Kleinbahnen. Von Oberbürgermeister a. D. Plaßmann, Düsseldorf. Verkehrstechnik 1923, Nr. 17, S. 144—146. Der Nachtragsvertrag mit Erläuterung.

617. Öffentlicher Kraftwagenverkehr in der Schweiz. Von Geh. Regierungsrat Wernekke, Zehlendorf bei Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 17, S. 147—149. Ein Auszug aus dem „Schweizerischen Automobilverkehrsbuch" (herausgegeben Mitte 1922).

### Eisenbahnbau und -betrieb.

618. Eiserne Stehbolzen. Von F. M. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 15, S. 375, mit 2 Abb. Beschreibung und Verwendung des eisernen Stehbolzens mit zylindrischem Dorn von Zwilling.

619. Der elektrische Fernzugbetrieb der Deutschen Reichsbahn und ihrer Nachbarbahnen. Von Ministerialrat W. Wechmann, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 13, S. 101/102. Die elektrische Zugförderung hat sich wirtschaftlich und hygienisch überall durchaus bewährt. Ihre Einführung in wesentlich größerem Umfang wird empfohlen.

620. Rollenlager für Gleisfahrzeuge. Von Direktor Albert, Crefeld. Verkehrstechnik 1923, Nr. 9/10, S. 65—67, 75—77, mit 30 Abb. Die bisherigen Versuche mit Rollenlagern haben die unbedingte Brauchbarkeit des Rollenlagers und die Überlegenheit gegenüber den Kugel- und Gleitlagern erwiesen. Einzelheiten über Art und Ausbildung von Rollenlagern.

621. Die Eisenbahngüterwagen aus Eisenbeton. Von Ingenieur Max Gensbaur, Kladno (Tschechoslowakei). Beton und Eisen 1923, Nr. 5, 7, 8, S. 67—69, 91—93, 107—110, mit 17 Abb. Erfahrungen im Bau und in der Verwendung von Eisenbahngüterwagen aus Eisenbeton. Der Eisenbetonwagen hat sich bisher gut bewährt und seiner Einführung in den Betrieb dürfte nichts mehr im Wege stehen.

622. Großgüterwagen. Verkehrstechnik 1923, Nr. 14, S. 109—111. Aus den Vorträgen von Regierungsbaurat Laubenheimer vom Eisenbahnzentralamt Berlin in der Deutschen Maschinentechnischen Gesellschaft am 17. Oktober 1922 über „Die Organisaiton des Massenverkehrs unter Verwendung von Großgüterwagen", und am 20. Februar 1923 über „Die Bauart der neuen Großgüterwagen der Deutschen Reichsbahn".

623. Amerikanische Großgüterwagen. Von Gustav Reder, Berlin, Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 15, S. 364—367, mit 20 Abb. Beschreibung der drei amerikanischen Bauarten: Der 100-t-Wagen der Virginischen Eisenbahn, der 90-t-Wagen der Norfolk- und West-Bahn und der 90-t-Wagen der Chesapeake- und Ohio-Bahn.

624. Neue, leichte Triebwagen mit Verbrennungsmotor und Anhängewagen der Tramways des Deux-Sèvres. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 12, S. 284, mit 2 Abb. Beschreibung der Fahrzeuge für Kleinbahnen.

625. Die Triebwagen mit Verbrennungsmotoren und elektrischer Kraftwagen der Kleinbahn von Pithiviers nach Toury. Von Watier. Annales des Ponts et Chaussées 1922, Nr. 5, S. 160 bis 174, mit 8 Abb. Beschreibung der Triebwagen der Kleinbahn mit 0,60 m Spur und Erörterung der Verkehrsverhältnisse des schwach besiedelten Verkehrsgebietes.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

626. Zerstörung von Eisenbeton infolge ungenügender Rostsicherung. Von Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Beton u. Eisen 1923, Nr. 7, S. 95—96, mit 5 Abb. Der Grund zur Zerstörung des Betons ist ungenügende Umhüllung der Eiseneinlagen.

627. Eisenersparnis durch passende Anordnung der Deckeneisen bei einfach bewehrten Eisenbetonplatten. Von Dipl.-Ing. Otto Hansen, Wiesbaden. Beton und Eisen 1923, Nr. 8, S. 110—111, mit 2 Abb. Die Platte nächst Querwand wird bis zu einem Abstand von 1 m von derselben als Gewölbe wirkend betrachtet. Der wagerechte Schub wird durch mit Haken versehene Verteilungseisen aufgenommen. Damit Fortfall der Deckeneisen. Rechnungsbeispiele.

628. Beitrag zur Berechnung von spiralbewehrten Säulen. Von Dipl.-Ing. Troche. Beton und Eisen 1923, Nr. 7, S. 103. Beanstandungen der gleichbetitelten Veröffentlichung von Ingenieur Kurt Schieneis in Beton u. Eisen 1923, Nr. 1. Gegen die Anwendung der angegebenen Bemessungstabelle werden grundsätzliche Einwände erhoben.

629. Bemessungstafeln für Eisenbetonquerschnitte. Von Dr. Ferenc Kardos, Budapest. Beton und Eisen 1923, Nr. 7, 8, S. 97—99, 111—113, mit 3 Abb. u. 2 Tafeln. Begründung und Erläuterung der Tafeln durch Anwendung auf Beispiele für den T-förmigen und den rechteckigen Querschnitt.

630. Einbruchs- und feuersichere Gelasse aus Eisenbeton. Von Dr.-Fritz Emperger, Wien. Beton und Eisen 1923, Nr. 7, S. 94—95, mit 6 Abb. Gegenstand der Abhandlung sind aus bewehrtem Beton bestehende Türstöcke nach „System Thörig", die ohne Beiziehung von Kassenfachleuten auf einfachste Weise eingebaut werden können und durchaus zuverlässige Sicherheitsgelasse gegen Feuer und Einbruch darstellen.

631. Stockwerksrahmen der höheren Mädchenschule auf dem Lübeckertorfelde zu Hamburg. Von Dr.-Ing. Kuball, Hamburg. Beton und Eisen 1923, Nr. 8, S. 105—107, mit 8 Abb. Der Mittelbau besteht aus Turnhalle und Aula, die durch 2 Geschosse reichen und eine Grundfläche von 25 × 13 m aufweisen. Die Haupttragwerke sind vier durch vier Geschosse reichende Stockwerksrahmen, die eine Stützweite von 13 m bei gegenseitigem Abstand von 5 m besitzen.

632. Die Nutzbarmachung graphischer Maßstäbe zur Dimensionierung von Eisenbetonkonstruktionen. Von René Deguillaume. Le Génie Civil 1923, 82. Bd., Nr. 15, S. 350—354, mit 2 Abb. Verfasser bespricht zunächst die allgemeinen Grundlagen zur Anfertigung der Maßstäbe und beschreibt dann eine Ausführung von Morin, Paris.

Vgl. Nr. **21**, **77**, **80**, **92**, **604**.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

633. Die Kraftfelder an Knotenblechen eiserner Fachwerke. Von Dr.-Ing. Th. Wyß, Danzig. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 16, S. 390—391, mit 10 Abb. Bestimmung von drei verschiedenen Knotenblechen auf Grund von Versuchen. Diese Kraftfelder geben einen Anhalt, wie der Baustoff bei zweckmäßigen Knotenblechformen zu verteilen ist, damit die Kraftstränge zwanglos und sinngemäß verlaufen.

634. Versuche über die Wirkung verschiedenartiger Nietverbindungen doppelteiliger Druckstäbe. Von Prof. H. Kayser, Darmstadt. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 17, S. 408—410, mit 10 Abb. Die Versuche haben erwiesen, daß die Bindung doppelseitiger Druckstäbe, bestehend aus kreuzweise angeordneten Winkeln, die kreuzweise, mit je einem Niet oder bei versetzten, mit je 2 Nieten angeschlossenen Bindeblechen gleichwertig ist. Aufschlüsse über die Wirkungsweise derartiger Druckstäbe und über die Abminderung der Tragkraft.

635. 60-t-Drehkran im Hafen von Harfleur (Seine-Inférieure). Von Ch. D. Le Génie Civil 1923, 82. Bd., Nr. 15, S. 341—343, mit 4 Abb. Beschreibung eines Werftkranes mit senkbarem Ausleger und elektrischem Antrieb und der Belastungsproben nach erfolgter Aufstellung.

### Holzbau.

636. Getränktes Holz im Grubenbetrieb. Von Prof. Dr.-Ing. Fr. Herbst, Essen. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 17, S. 415. Rechnerischer Nachweis für die unbedingte Rentabilität der Grubenholztränkung.

637. Holzkonservierung. Von Dr.-Ing. F. Moll. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 14, S. 335, mit 1 Abb. Das Kyanisierungsverfahren (nach dem Erfinder Kyan) besteht in einer Einlagerung des Holzes in Eisenbetonbehältern, die mit einer Lösung von 0,667 vH Quecksilbersublimat und 1 vH Fluornatrium gefüllt sind. Das Sublimat dringt 1 cm, das Fluornatrium 3 cm tief in das Holz ein. Vgl. Nr. **83**.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

638. Der Einfluß der Geschwindigkeit der Fahrzeuge auf das Aufnahmevermögen der Straßen. Von F. D. Le Génie Civil 1923, 82. Bd., Nr. 15, S. 356—357, mit 1 Abb. Verfasser bespricht die Arbeiten von Swen (Engineering News Record vom 22. 2. 1923), der als günstigste Geschwindigkeit 16 km angibt. Auf Grund der Untersuchung über das Anhalten der Fahrzeuge und ihren gegenseitigen Abstand können bei dieser Geschwindigkeit die meisten Fahrzeuge eine Straße passieren.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

639. Der Ein-Mann-Wagen. Von Baurat Nier, Dresden, Straßenbahndirektor Hühn, Erfurt, Baurat Soberski, Berlin, Dr.-Ing. Gläsel, Dresden. Verkehrstechnik 1923, Nr. 15, S. 113—117, mit 2 Abb. Die bisherigen Versuche in Deutschland, Holland und Amerika. Erfahrungen und Neuerungen. Vgl. Nr. 19.

640. Die Elektrisierung der Berliner Stadtbahn. Von Regierungsbaurat Speer, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 17, S. 141—144, mit 5 Abb. Der Triebwagen für den elektrischen Betrieb der Berliner Stadt-, Ring- und Vorortbahnen.

641. Die Berliner Nordsüdbahn. Zu ihrer Betriebseröffnung Ende Januar 1923. Von Stadtbaurat Hahn, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 16, S. 121—138, mit 23 Abb. 1. Vorgeschichte und Linienführung, Haltestellen und Verkehrsgebiet. 2. Bahnsystem, Steigungen, Krümmungen, Oberbau. 3. Der normale Tunnel. 4. Kreuzungen mit Wasserläufen, Leitungen, Moorstrecken. 5. Kreuzungen mit anderen Bahnen, Hausunterfahrungen. 6. Haltestellen, Architektur, Bürogebäude. 7. Betriebseinrichtungen. 8. Bauausführung und Kosten.

642. Die städtische Nord-Südbahn in Berlin. Von Geh. Baurat Krause, Berlin. Zentralblatt 1923, Nr. 31/32, S. 181—188, Nr. 33/34, S. 199—202, 60 Abb. Kreuzung des Schönhauser Grabens, der Stadtpanke, des Landwehrkanals und ausführliche Beschreibung des Spreetunnels mit Vergleichen mit einer Anzahl bisher ausgeführten ähnlichen Bauten im In- und Ausland.

### Siedlungswsen. Sparsame Bauweisen.

643. Billige Betonhäuser. Von V. Muzak, Brüssel. Beton und Eisen 1923, Nr. 5, S. 74—75. Auszug aus einer Zusammenstellung des Neuesten auf diesem Gebiete in Revue du Beton Armé Nr. 8/9.

### Bauunfälle.

— — — —

### Amtliche Mitteilungen. Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

644. Selbständigkeit nach § 12 Abs. 2 BRG. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 28, S. 226. Angestelltenverhältnis von Geschäftsführern, Betriebsleitern u. dgl.

645. Schwerbeschädigtenfürsorge. Tiefbau 1923, Nr. 32/33. Ausführungen zu dem Gesetz über die Beschäftigung Schwerbeschädigter vom 12. 1. 1923.

646. Auswertung statistischer Unterlagen für Betriebsüberwachung und Forschung (Großzahl-Forschung). Von Dr.-Ing. K. Daeves, Düsseldorf. Stahl und Eisen 1923, Nr. 14, S. 462—466, mit 6 Abb. An Hand einiger praktischer Beispiele wird die Bedeutung der als Großzahlforschung bezeichneten statistischen Forschungsweise erläutert und ihre Anwendung in der Betriebsüberwachung empfohlen.

647. Die Preisbildung im Bauwesen im Jahre 1922. Von Ing. Walther Schuloff, Wien. Zeitschr. des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1923, Nr. 13/14, S. 73—76, mit 8 Tabellen. Fortführung der Abhandlungen in den Jahren 1914 bis 1921. In bezug auf die Höhe der Baustoffpreise und Löhne werden beachtenswerte Schlüsse gezogen.

648. Die Abschaffung der Schiedsgerichtsklausel. Von Rechtsanwalt Dr. Bodlaender, Berlin. Tiefbau 1923, Nr. 22 u. 25, S. 79/80 u. 86/87. Ausführungen zu dem Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 28. März 1922. Eintreten für die Erhaltung von Schiedsgerichten und ausführliche Begründung der Vorteile gegenüber ordentlichen Gerichten.

649. Der Großhandelsindex verschiedener Länder. Zement 1923, Nr. 13, S. 101. Tabelle aus dem Economist für acht Länder für 1914 (= 100), 1918—1922, 1922 monatweise.

650. Kohlen-, Roheisen- und Holzpreise. Zement 1923, Nr. 11, S. 85. Werte von 1914, November, Dezember 1922, Januar, Februar 1923.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

651. Über Technik und Wirtschaft der Vereinigten Staaten in der Nachkriegszeit. Von Oberingenieur H. Bleibtreu in Saarbrücken. Stahl und Eisen 1923, Nr. 15 u. 16, S. 489—494, 527—532. Abbau der staatlichen Eingriffe in die Privatwirtschaft. Brennstoffe. Bahnen, Schifffahrt. Soziale Verhältnisse. Arbeiterbewegung. Umstellprobleme. Selbstkosten. Betriebsverhältnisse von Einzelzweigen des Hüttenbetriebes, Forschungswesen usw.

652. Integraphen. Von A. Galle, Potsdam. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 14, S. 349—350, mit 2 Abb. Integraphen dienen zur Ausmessung von Kurven und Flächen, zur Lösung unbestimmter Integrale und von Differentialgleichungen. Beschreibung des cartesischen und des Polarintegraphen.

653. Georg Barkhausen †. Nachruf von Prof. Blum, Hannover. Zentralblatt 1923, Nr. 31/32, S. 189.

---

## Zuschrift zum Aufsatz von Dipl.-Ing. Ernst Kohl.

In Heft 21 Jahrg. 1922, Seite 657—659 veröffentlicht Herr Ernst Kohl einen Aufsatz über die Berechnung eines Fachwerkträgers mit biegungsfestem Obergurte und gelangt zu dem Ergebnis, daß die übliche Faustformel $\frac{P\lambda}{6}$ für das Zusatzmoment des Obergurtes nicht einmal die Hälfte des tatsächlich auftretenden Größtmomentes liefert und daher jeder Grundlage entbehrt.

Es scheint dabei übersehen worden zu sein, daß alle behördlichen Verordnungen, auch die neuesten der deutschen Reichsbahn, ausdrücklich davon ausgehen, daß die Knotenpunkte der Fachwerkträger gelenkig angenommen werden.

Die tatsächliche Steifigkeit dieser Knotenpunkte verursacht Nebenspannungen, die in einem entsprechend hinaufgesetzten Sicherheitsgrad bzw. in einer entsprechend herabgesetzten zulässigen Beanspruchung ihre Deckung finden.

Will man daher diese Nebenspannungen in den Kreis seiner Betrachtungen ziehen, was für die Kranbaupraxis kaum die Mühe lohnt, so müssen die zulässigen Beanspruchungen höher festgelegt werden.

Im gegebenen Falle sind diese Nebenspannungen allerdings nicht unbeträchtlich, da der Obergurt des angezogenen Laufkranes verhältnismäßig zu steif ausgebildet ist.

Berechnet man an Hand der angegebenen Durchbiegungen die Biegungsmomente in den Knotenpunkten des Fachwerkträgers, was allerdings auch nur als Näherungsverfahren anzusehen ist, so erhält man die sieben Gleichungen:

$$4\,M_1 + M_2 = 1075 \text{ tcm}$$
$$M_1 + 4\,M_2 + M_3 = 4340 \text{ ,,}$$
$$M_2 + 4\,M_3 + M_4 = 6910 \text{ ,,}$$
$$M_3 + 4\,M_4 + M_5 = 5460 \text{ ,,}$$
$$M_4 + 4\,M_5 + M_6 = 6200 \text{ tcm}$$
$$M_5 + 4\,M_6 + M_7 = 5460 \text{ ,,}$$
$$M_6 + 4\,M_7 = 1300 \text{ ,,}$$

und daraus die Momente:

$M_1 = 96$ tcm, $M_2 = 724$ ,, $M_3 = 1358$ ,, $M_4 = 752$ ,, $M_5 = 1092$ tcm, $M_6 = 1078$ ,, $M_7 = 55{,}5$ ,,

Die Nebenspannungen allein verursachen also im Angriffspunkte der Radlast in der Mitte des Feldes 2—3 ein Moment von

$$\frac{724 + 1358}{2} = 1041 \text{ tcm}.$$

Herr Kohl errechnet ein Gesamtmoment von 2165 tcm, der Einfluß der direkten Biegung durch die Radlast ist also:

$$2165 - 1041 = 1124 \text{ tcm oder } \frac{P\lambda}{5{,}8}.$$

Die fragliche Faustformel $\frac{P\lambda}{6}$ liefert also in diesem Falle ganz gute Ergebnisse, wenn auch nicht verkannt werden soll, daß man mit ihr im allgemeinen zu günstig rechnet.

Im allgemeinen wird es wohl am besten sein mit $0{,}8\,\frac{P\lambda}{4}$ d. h. $0{,}2\,P\lambda$ zu rechnen, so, wie es die neuen Bestimmungen der Reichsbahn für die Längsträger der Eisenbahnbrücken vorsehen, nur müssen dann auch bezüglich des Zusammenwirkens von Biegung und Knickung diese Bestimmungen vor Augen gehalten werden.

Dabei soll der Obergurt bei hohem Widerstandsmoment ein möglichst kleines Trägheitsmoment haben, um die Nebenspannungen herabzusetzen.

Bezüglich der Knotenpunktsteifigkeit vgl. weiter Müller-Breslau, „Graphische Statik der Baukonstruktionen", Bd. II, Abt. II und Ritters „Anwendungen der graphischen Statik", Bd. II.

A. Pilder.

---

# KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

## Elektrische Kraftübertragung zwischen Skandinavien und Dänemark mit Freileitung.

Es ist z. Z. ein Projekt in Bearbeitung, das die Überquerung des Sundes mit einer Hochspannungsleitung bezweckt. Dänemark bezieht Strom von Skandinavien bereits seit einigen Jahren, aber mittels eines Unterwasserkabels, das sich durchaus bewährt hat. Eine Freileitung würde aber weit über 100 000 V Spannung gestatten und die Umformung auf geringe Spannung wie bei der Kabelleitung erübrigen. Die Tiefen- und Bodenverhältnisse des Sundes sind durchaus günstig und würden der Errichtung hoher Türme als Leitungsmaste keine besonderen Schwierigkeiten bereiten.

Schweden und Norwegen sind reich an Wasserkräften. Für Schweden werden sie auf 6,2 Millionen PS geschätzt, bis Ende 1920 waren davon 1,2 Millionen PS bereits ausgebaut. Für Norwegen sind die entsprechenden Zahlen 12,3 und 1,3 Mill. PS. Die geographische Verteilung der Kraftwerke über die beiden Länder ist sehr ungleich, so daß an manchen Stellen bereits ein Kraftaustausch stattfindet. So wird z. B. der Strom für die Riksgvänsen-Bahn, den norwegischen Teil der Lapländischen Erzbahn, vom schwedischen Kraftwerk Porjus geliefert. Voraussichtlich werden für die Stromlieferung nach Dänemark ebenfalls schwedische Werke in Frage kommen. (Engineering v. 22. 12. 22.) Gl.

## Stauanlagen im Nilgebiet.

Die Entwicklung Ägyptens hängt an der Bewässerung des Bodens. Um diese sicherzustellen, sind groß angelegte Pläne über Stauanlagen im südlichen Ägypten und im Sudan entworfen worden, z. B. im Weißen Nil die Gebal Aulia-Sperre zur Aufspeicherung von Wasser in Verbindung mit dem Staudamm von Assuan, was ein Gesamtfassungsvermögen von bez. 5000+2000 Millionen m³ ergeben würde, oder die Sennar-Sperre, die 636 Millionen m³ fassen und der unmittelbaren Landbewässerung dienen soll. Der Bauvertrag für diese Sperre ist im letzten Herbst mit einer englischen Unternehmung zustande gekommen. Das Versorgungsgebiet ist das Land zwischen dem Blauen und Weißen Nil, die sich bei Chartum vereinigen.

Das durchschnittliche Gefälle im Blauen Nil ist größer als im Weißen, so daß sich jener besser zur Bewässerung eignet. Zunächst soll ein Streifen entlang des Blauen Nil von etwa 120 000 ha versorgt werden.

Die Sennar-Staumauer ist ein Bauwerk von rd 3,3 km Länge. Die Bauart ist sehr wechselnd. Am Westufer kommen zunächst 250 m Erddamm, dann folgen 500 m Erddamm mit Mauerkern, dann ein Stück Staumauer mit Auslaßschleusen für die Bewässerungskanäle, es schließen sich an 300 m Mauer vollen Querschnitts, 190 m Überfallmauer, 750 m Staumauer mit den Hauptschleusen und Überfällen, wieder 190 m Überfallmauer, dann folgen nach dem Ostufer zu wieder 2 Abschnitte aus Erddamm mit Mauerwerkskern und ohne diesen. Durch Bohrungen war überall Felsen in geringer Tiefe angetroffen worden, was den Bau sehr begünstigte. Um Durchsickerungen zu verhüten, wurde stromauf am Fuße der Grundungen eine tiefreichende Mauerwerksschwelle eingelegt. Nur an einer Stelle, wo der Fels stark zurücktrat, ergaben sich hierbei Schwierigkeiten wegen der großen Grundungstiefe.

Die Staumauer liegt an einer Stelle, wo das Strombett durch eine Insel in zwei Arme geteilt wird. Der seichtere Arm ist 1920 und 1921 bereits abgeschlossen worden. Die Baustelle war durch Fangdämme beiderseits abgesperrt. Die Mauern sind in Bruchstein mit Zementmörtel ausgeführt, die Außenflächen fugenrecht ausgebildet; Bausteine konnten in der Nähe gewonnen und mit Gleisbahnen herangeschafft werden. Die Beschaffung des Zementes dagegen machte große Schwierigkeiten. Wegen zu großer Preissteigerung wurde eine eigene Zementfabrik errichtet. Geeigneter Kalkstein fand sich in der Nachbarschaft. Als Brennstoff diente hauptsächlich Holzkohle, die die Einheimischen selbst herstellten. Der monatliche Ertrag belief sich auf rd 1000 t Zement.

April 1922 mußte der Bau eingestellt werden, weil die Mittel durch die Steigerung aller Preise trotz der Einsparungen bei der Gründung aufgebraucht waren. Inzwischen sind neue Mittel flüssig gemacht worden. Der neue Vertrag umfaßt die Fertigstellung des abgebrochenen Baues und die Fortführung des Hauptteiles der Arbeit im Hauptarm soweit, daß alle Eindeichungsarbeiten erledigt sind und nur noch Aufbauarbeiten verbleiben. Die Maschineneinrichtungen und die Anlagen für Unterbringung und Versorgung der zahlreichen Arbeiter sind ausreichend und werden einfach weiter benutzt. Dieser neue Bauabschnitt soll bis Juli 1925 fertig werden.

Der Hauptwasserkanal ist 57 km lang. Sein Bau, ebenso der der Nebenarme, ist bereits beendet. Der Querschnitt ist ausgebaggert worden. (Engineering v. 29. 9. 22.) Gl.

## Berechnung der Brücken-Schwellen für die deutsche Reichsbahn.

Der Reichsverkehrsminister gibt unter E. VIII. 82. D. 9941 nachstehenden Erlaß vom 4. Mai 1923 bekannt:

Betreff: Abschnitt D Ziffer II der Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken.

Die hölzernen Querschwellen brauchen in der Regel nur auf Biegung berechnet zu werden, wobei anzunehmen ist, daß ein voller Achsdruck auf einer Schwelle lastet. Des Nachweises des Druckes senkrecht zur Faser bedarf es im allgemeinen nicht. Bei Brücken der Klassen N und E wird sich aber bei Schwellenträgern mit schmaleren Flanschen die Verwendung von Hartholz an Stelle von Kiefern- oder Tannenholz für die Querschwellen empfehlen.

---

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN USW.

## Mitteilungen der Akademie des Bauwesens.

In der Gesamtsitzung der Akademie des Bauwesens vom 5. April hielt der Regierungsbaurat Laubenheimer vom Eisenbahn-Zentralamt einen Vortrag über die Kühlwagen der Deutschen Reichsbahn und ihre Bedeutung für die Lebensmittelversorgung Deutschlands, der in weitesten Kreisen Beachtung verdient. Ausgehend von der bekannten Tatsache, daß die einheimische Erzeugung von Fleisch bei weitem nicht zur Deckung des Mindestbedarfs ausreicht und auch in absehbarer Zeit keinesfalls ausreichend gesteigert werden kann, wies der Vortragende auf die Möglichkeit hin, neben der Einfuhr von Gefrierfleisch, die seit einiger Zeit zwar vorzüglich technisch organisiert, aber wegen unserer schwachen Valuta leider sehr teuer ist, aus dem Reichtum der Nordsee und der isländischen See fast unbegrenzte Mengen von höchst wohlschmeckenden Seefischen zu gewinnen und damit dem deutschen Volke zu verhältnismäßig billigen Preisen eine ausgezeichnete und reichliche Ergänzung seiner Fleischnahrung darzubieten. Daß diese Möglichkeit leider bisher in ganz unzulänglichem Maße ausgenutzt worden ist, liegt im wesentlichen daran, daß bei der Unvollkommenheit der bis jetzt bestehenden Einrichtungen zur Beförderung der Fische vom Dampfer zum Landeplatz, in die Versteigerungshalle, in den Eisenbahnwagen, über die Eisenbahn zum Bestimmungsort und hier in die Markthalle und schließlich bis in die Markttasche der Hausfrau — insbesondere, wenn es sich um sehr lange Eisenbahnfahrten handelt — die Gefahr des Verderbens oder wenigstens einer erheblichen Wertminderung der Seefische gerade im Sommer, wo sie am besten sind, sehr groß ist, und daß die Fische infolgedessen den Bewohnern des Binnenlandes bisher kaum als das hervorragend wohlschmeckende Nahrungsmittel erscheinen konnten, als das sie von den Küstenbewohnern von jeher mit Recht geschätzt werden.

Mit einer bahnbrechenden Neuerung ist deshalb nunmehr die Deutsche Reichsbahn vorgegangen, indem sie für die Beförderung der Seefische einige hundert Kühlwagen einer vom Eisenbahn-Zentralamt im Zusammenwirken mit bedeutenden Wagenbauanstalten durchgebildeten Bauart herstellen läßt, die nach strenger wissenschaftlicher und praktischer Prüfung die volle Gewähr dafür bietet, daß das ihnen anvertraute Gut auch im heißen Sommer in tadellos frischem Zustand bis in die südlichsten Teile Deutschlands gebracht werden kann. — Damit ist aber nicht alles getan. Sehr wesentliche weitere Verbesserungen sind vielmehr notwendig hinsichtlich der Behandlung der Fische auf ihrem Wege vom Dampfer zur Versteigerungshalle und von hier in den Eisenbahnwagen. Die Mängel der im Hafen von Geestemünde, dem schon jetzt bedeutendsten deutschen Umschlagplatz für Seefische, bestehenden Einrichtungen wurden vom Vortragenden eingehend erörtert. Aber auch hier bietet die Zukunft einen höchst erfreulichen Ausblick. Gerade jetzt wird der Hafen von Geestemünde unter der Leitung des Preußischen Handelsministeriums nach einem weit ausschauenden Plane umgebaut und bedeutend erweitert. Und hierbei bietet sich Gelegenheit, die neuesten Erfahrungen auch hinsichtlich der Gestaltung der baulichen und mechanischen Einrichtungen zu verwerten, die für die Behandlung der Fische zwischen Dampfer und Eisenbahnwagen notwendig sind. — Schließlich bleibt dann nur zu wünschen, daß auch an den Bestimmungsorten der Seefische die zu einer möglichst schnellen Verteilung der Ware erforderlichen Einrichtungen geschaffen oder vervollkommnet werden, damit die unter Aufwendung von viel Sorgfalt und Kosten frisch herangebrachten Fische auch bei der erhofften viel stärkeren Zufuhr in ebenso appetitlichem Zustande in die Hände der Verbraucher gelangen, wie dies in den Küstenorten geschieht.

In der Akademie des Bauwesens hielt am 19. April der technische Staatssekretär im Reichsverkehrsministerium Kumbier einen bemerkenswerten, allgemein interessierenden Vortrag über „Wirtschaftlichkeit im Eisenbahnbetriebe".

Die Reichsbahn ebenso wie die Privatunternehmen sind gezwungen, zum wenigsten ihre Gestehungskosten zu decken. Der Krieg und seine Folgen haben ein Mißverhältnis zwischen Einnahmen und Ausgaben durch den Mehraufwand an Personal bei verminderter Verkehrs- und Betriebsleistung verursacht. Zur Beseitigung dieses Mißverhältnisses mußte seit April 1921 die bisher verfolgte Tarif- und Personalpolitik verlassen werden. Die Reichsbahnverwaltung fand aber bei diesem Vorgehen besonders in den Kreisen der Industrie und des Handels den heftigsten Widerstand und von verschiedenen Seiten wurde der Ruf nach Entstaatlichung der deutschen Eisenbahnen laut. Unter grundsätzlicher Ablehnung dieses Gedankens erstrebt die Reichsbahn in voller Würdigung des im Artikel 92 der Reichsverfassung enthaltenen Grundgedankens durch das in Vorbereitung befindliche Reichsbahnfinanzgesetz für sich eine größere Bewegungsfreiheit zur Erfüllung ihrer wirtschaftlichen Aufgaben. Sie will von der hemmenden Etatswirtschaft entbunden sein und die Möglichkeit zu kaufmännischer Erfolgswirtschaft haben. Nicht ein gewinnsuchendes Privatunternehmen muß aus der Reichsbahn geschaffen werden, sondern ihr soll ihrem Wesen als sozialisierten, dem Gemeinwohl dienenden Betrieb entsprechend die Bewirtschaftung nach dem Grundsatz der Selbstkosten als Richtlinie dienen. Um diese Selbstkosten festzustellen, muß auf die Verkehrsleistungen zurückgegangen werden, die sich in den geleisteten Personenkm und Tonnenkm darstellen. Erzeugt werden diese Verkehrsleistungen durch Betriebsleistungen, deren Kosten als die Produktionskosten des Eisenbahnunternehmens zu bezeichnen sind. Als einheitlicher Wertmesser ist der Aufwand für 1 Achskm zugrunde zu legen. Für die Berechnung der Betriebskosten kommen die vier Faktoren der Betriebsführung in Betracht:

1. Der Schienenweg, die baulichen Anlagen, Strecken und Bahnhöfe.
2. Die Fahrzeuge oder Betriebsmittel im engeren Sinne, Lokomotiven und Wagen.
3. Die Krafterzeugung, Betriebsstoffe, Kohle.
4. Die menschliche Arbeitskraft.

An der Hand reichen Bild- und Tabellenmaterials wurden vom Vortragenden die seit 1918 immer stärker gestiegenen Selbstkosten für den Güter- und Personenverkehr erörtert, deren Anschwellen im Zusammenhang mit den wirtschaftlichen Verhältnissen Deutschlands steht, die ebenfalls in zeichnerischer Darstellung erläutert wurden. Bei Vergleich der Jahre 1913 und 1921 ist ein Minus in den Verkehrsleistungen (80 vH) und Betriebsleistungen (85 vH) zu verzeichnen. Der geringere Wirkungsgrad menschlicher Arbeitskraft ist hervorgerufen durch die verminderte Arbeitszeit und Arbeitsintensität. Auf 100 000 Wagenachskm entfielen im Jahre 1913 etwa 2,3 Köpfe, im Jahre 1921 etwa 4,4 Köpfe. Eine durchgreifende Besserung wird erwartet von der Durchdringung des Eisenbahnwesens auf Grund wissenschaftlicher Betriebsführung nicht nur bis in die kleinsten Betriebsvorgänge des eigentlichen Betriebsdienstes hinein, sondern auch im Bau und in der Unterhaltung der Bahnanlagen und Fahrzeuge sowie in der Beschaffung und Verwendung der Betriebsstoffe. Dabei soll aber keineswegs der technische Fortschritt gehemmt werden.

Bei der künftigen Ausgestaltung des Oberbaues wird eine stärkere Belastung mit Großgüterwagen bis zu 50 t und Lokomotiven mit 20 t Achsdruck berücksichtigt. Die Ausstattung des Güterwagenparks mit der Kunze-Knorr-Bremse wird Ende 1926 durchgeführt sein, wodurch eine wesentliche Ersparnis an Zugpersonal und eine Beschleunigung des Wagenumlaufs erreicht werden dürften. Auch die wirtschaftliche Ausnutzung der Brennstoffe ist durch eine planmäßige Wärmewirtschaft in die Wege geleitet.

Um einen höchsten wirtschaftlichen Ertragsgrad der menschlichen Arbeitskraft zu erzielen, ist eine zielbewußte Personal-, Lohn- und Besoldungspolitik nötig. Hier muß mit alten überlieferten Anschauungen, die auch in den Staatsbahnen mehr eine Hoheitsverwaltung als ein Verkehrsunternehmen sahen, gebrochen werden und die Reichsbahn muß nicht nur „verwaltet", sondern auch „betrieben" werden. Das Personal muß sich als Glied eines technisch-wirtschaftlichen Unternehmens fühlen.

An einer Zahl von graphischen Darstellungen wies der Vortragende die bereits eingetretene Besserung im Eisenbahnwesen nach, so daß von einem Gesundungsprozeß wohl gesprochen werden kann. Dieser Gesundungsprozeß ist durch den völkerrechtswidrigen Einbruch Frankreichs und Belgiens in das Ruhrgebiet jäh unterbrochen. Mit der zuversichtlichen Hoffnung, daß bei der passiven Resistenz der deutschen Eisenbahnerschaft die fremde Gewalt schließlich an eigener Überspannung zugrunde gehen werde, schloß der Vortragende seine gehaltvollen Ausführungen.

## Erlaß betr. die Prüfung von Probewürfeln bei Beton- und Eisenbetonbauten.

Durch den Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt betr. die Prüfung von Probewürfeln bei Beton- und Eisenbetonbauten vom 21. März 1923[1]) wird eine Frage grundsätzlich geregelt, die zu Meinungsverschiedenheiten zwischen Baupolizei und bauausführenden Unternehmern geführt hat. Es war verlangt worden, daß die Prüfung von Probewürfeln aus Beton in jedem Fall in einer Staatlichen Versuchsanstalt durchgeführt werden mußte und das Verlangen des ausführenden Unternehmers, diese Prüfungen auf der eigenen Druckpresse durchführen zu dürfen, war abgelehnt worden. Da dies nicht im Sinne der Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom 13. Januar 1916 zu liegen schien, hat der Deutsche Beton-Verein den Preußischen Minister für Volkswohlfahrt um eine grundsätzliche Entscheidung in dieser Frage gebeten Diese ist getroffen worden. Durch den Erlaß wird nunmehr folgendes festgesetzt: 1. Der Nachweis der in den Bauvorlagen angegebenen und gewährleisteten Druckfestigkeit des Betons nach 28- oder 45tägiger Erhärtung kann auf einer Prüfungspresse des Unternehmers erbracht werden, vorausgesetzt, daß diese Presse auf Richtigkeit geprüft ist. Diese Prüfung kann angenommen werden, wenn die Druckpresse abgenommen ist. Im Notfall muß der Unternehmer von dem Lieferanten der Presse nachträglich eine solche Bescheinigung verlangen. Bei der Prüfung der Betonwürfel muß ein Vertreter der Baupolizei zugegen sein, im Verhinderungsfalle genügt die Anwesenheit eines sonst als zuverlässig geltenden Fachmannes oder eines Vertreters eines Materialprüfungsamtes. Die Kosten für diese Prüfung hat der Unternehmer zu tragen.

Das gleiche Verfahren gilt, wenn bei der Baupolizeibehörde auf Grund der mit den Bauvorlagen gemachten Angaben berechtigte Zweifel über die wirkliche Festigkeit des Betons bestehen und die Druckfestigkeit vor Baubeginn durch Probewürfel nachgewiesen werden muß. Erstrecken sich berechtigte Zweifel auf die Unzuverlässigkeit der Maschinen und deren Handhabung, so kann die Baupolizeibehörde die Prüfung der Würfel durch ein Staatliches Prüfungsamt fordern, für deren Kosten dann ohne weiteres der Unternehmer aufzukommen hat, der auch die Kosten für die Prüfungen auf seiner eigenen Presse zu tragen hat.

3. Will die Baupolizeibehörde während der Ausführung des Baues noch besondere Druckprüfungen vornehmen lassen, die in den Bedingungen des Baubescheides oder in den statischen Berechnungen nicht vorgesehen sind, so hat der Unternehmer die Probewürfel in Gegenwart des Baupolizeibeamten herzustellen. Die Prüfung kann wieder auf der Prüfungspresse des Unternehmers oder aber auch an einer anderen Prüfungsstelle oder in einer Staatlichen Prüfungsanstalt vorgenommen werden. Die Kosten für derartige Untersuchungen haben nach dem Erlaß vom 16. April 1904[2]) die zur Leistung der Kosten für die örtliche Polizeiverwaltung Verpflichteten zu tragen Der Unternehmer hat also für diese Kosten nicht aufzukommen.

Die Staatlichen Prüfungsämter sollen in der Regel nur dann eingreifen, wenn sich Zweifel in die der Baupolizei vorgelegten Zeugnisse einstellen, entsprechend § 5 Ziffer 1 der amtlichen Bestimmungen. „Im Streitfalle entscheidet die amtliche Prüfungsanstalt".

Von besonderer Bedeutung in dem Erlaß ist der Absatz:

„Da nach der Vorbemerkung (der amtlichen Bestimmungen) von den Bauherren nur solche Unternehmer mit der Ausführung von Betoneisenbauarbeiten betraut werden dürfen, die eine gründliche Kenntnis derselben besitzen und die eine sorgfältige Ausführung gewährleisten, da ferner heutzutage die meisten Unternehmer schon im eigenen Interesse Betonpressen zur Innehaltung der zulässigen Druckbeanspruchung und zur Erforschung der möglichst wirtschaftlichen Ausnutzung der Materialien besitzen, so wäre es eine Unbilligkeit, in allen Fällen schon aus Rücksicht auf die hohen Kosten die Inanspruchnahme der staatlichen Maschinen zu verlangen".

Es ist zu begrüßen, daß durch den Erlaß nunmehr die für alle Teile wünschenswerte Klarheit geschaffen worden ist. W. P.

## Das Bild im Dienste der Unfallverhütung.

Nach der alle Grenzen des möglichen überschreitenden Entäußerung von Sachgütern aller Art ist die Arbeitskraft unseres Volkes unser kostbarster nationaler und wirtschaftlicher Besitz. Sie möglichst vollkommen zu erhalten, ist eine der wichtigsten Aufgaben, die leider noch nicht allgemein erkannt ist. Die Berufsgefahren und in erster Linie die Betriebsunfälle beeinträchtigen nicht unerheblich die Gesamtleistung der gewerblich Tätigen. Der Kampf gegen diese Betriebsunfälle — die Unfallverhütung und Verletztenfürsorge — ist Aufgabe der Berufsgenossenschaft. Von ihrer segensreichen Tätigkeit dringt wenig in die Öffentlichkeit. Selbst die Angehörigen eines Gewerbes — die Unternehmer (die Mitglieder der Berufsgenossenschaft) sowohl als auch insbesondere die Arbeiter (die Versicherten) — sind vielfach gar nicht oder nur mangelhaft über die Tätigkeit der Berufsgenossenschaften unterrichtet.

Die vorbeugende Unfallverhütungstätigkeit gründet sich auf die Tatsache, daß die meisten Unfälle vermeidbar sind. In den auf Grund langjähriger Erfahrungen der technischen Aufsichtsbeamten sowie der praktischen Kenntnisse von Unternehmern und Arbeitern sorgfältig ausgearbeiteten Unfallverhütungsvorschriften sind die Bestimmungen festgelegt, deren genaue Beachtung die Unfälle auf ein Mindestmaß herabdrücken würde. So einfach man auch diese Unfallverhütungsvorschriften zu fassen versucht hat, so werden sie doch von den meisten, die sie unmittelbar angehen, nicht gelesen; sie bleiben ihnen fremd und sind daher oft wirkungslos. Es wird auch hier — ähnlich wie auf anderen Gebieten — immer wieder die Erfahrung gemacht, daß auf

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Nr. 27/28 S. 167.
[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1904, S. 253.

dem Wege der gedruckten Vorschriften — trotz der aufopfernden Tätigkeit der technischen Aufsichtsbeamten — nur wenig in bezug auf Aufklärung über Unfallverhütung in den Kreisen der Arbeiter erreicht wird.

Fußend auf den Erfolgen, die den Aufklärungswert des Bildes in neuerer Zeit immer mehr nachgewiesen haben, hat die Tiefbau-Berufsgenossenschaft sich entschlossen, neue Wege der Unfallverhütung zu beschreiten. Sie will versuchen, durch volkstümliche Bilder eine seel sche Beeinflussung, eine Einwirkung auf den Menschen, auf den Verstand und die Überlegung des Arbeiters im Sinne der Unfallverhütung auszuüben. Sie will ihn nicht mit langatmigen Vorschriften und Verboten langweilen, sondern mit anregenden Bildern an seinen gesunden Menschenverstand appellieren.

Zu diesem Zwecke wird in dem laufenden Jahrgang 1923 der Zeitung „Tiefbau" der Tiefbau-Berufsgenossenschaft als Fortsetzung der im Jahrgang 1922 begonnenen Veröffentlichungen versucht, durch eine Reihe von wirksamen Bildern, die nach vorgekommenen Unfällen hergestellt sind, die Berufsgefahren des Tiefbaugewerbes anschaulich zu schildern und gleichzeitig die Mittel zu ihrer Verhütung anzugeben. Unter genauer Einstellung auf den Zweck ist nur das Wesentliche auf dem Bild dargestellt; der erläuternde Text ist auf das Sparsamste bemessen. Der oberste Grundsatz für alle diese Bilder ist nicht vollkommenste Korrektheit, sondern größte Wirksamkeit auf den Betrachter. Manches ist bewußt übertrieben, um durch Herausforderung der Kritik gerade bei den Arbeitern tätiges Interesse an der Unfallverhütung zu wecken.

Die Darstellungen sind im allgemeinen dreiteilig:

ein Bild stellt den Unfall selbst dar,
das zweite erklärt die Ursache (Verstoß gegen die Unfallverhütungsvorschriften),
das dritte zeigt die Verhütungsmöglichkeit.

Eine Reihe von Unfällen liegt so einfach, daß zwei, manchmal sogar nur ein Bild genügt, um Unfall, Ursache und Verhütung darzustellen. In einzelnen wenigen Fällen ist zur Abschreckung die Art der Verletzung infolge des Unfalls besonders dargestellt. Am Eingang der Sammlung ist auf die Notwendigkeit der ersten Hilfe und eines einwandfreien Verbandkastens durch einige Darstellungen hingewiesen.

Die Tiefbau-Berufsgenossenschaft ist bestrebt, diesen Bildern in allen an der Unfallverhütung — insbesondere im Tiefbaugewerbe — interessierten Kreisen weiteste Verbreitung zu schaffen: Zunächst in der Zeitung „Tiefbau" erscheinend, sollen sie später in einem Heft gesammelt werden; endlich sollen sie einzeln hergestellt und nach Bedarf auf den einzelnen Baustellen zur Belehrung und Warnung der Arbeiter ausgehängt werden. Für Vorträge und Unterrichtszwecke ist die Tiefbau-Berufsgenossenschaft bereit, die Bilder kostenlos abzugeben.

Dieser erste Versuch verdient, wenn er gewiß auch nicht frei von Unvollkommenheiten ist, im allgemeinen Interesse weiteste Verbreitung, Beachtung und Nachahmung.

---

# PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

## A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 8. März 1923.

Kl. 20 g, Gr. 7. G 55 777. Dr.-Ing. Ernst Gaber, Heidelberg, Bergheimer Str. 3. Anordnung für Gepäck-, Güter- und Postverkehr auf Personen- und Güterbahnhöfen. 30. I. 22.

Kl. 20 i, Gr. 3. E 28900. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., A. G., Braunschweig. Drahtzug zum gleichzeitigen Stellen mehrerer Signale. 4. I. 23.

Kl. 20 i, Gr. 3. E 28 901. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., A. G., Braunschweig. Drahtzug zum gleichzeitigen Stellen mehrerer Signale. 4. I. 23.

Kl. 20 i, Gr. 3. E 28 902. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., A. G., Braunschweig. Drahtzug zum gleichzeitigen Stellen mehrerer Signale. 4. I. 23.

Kl. 20 l, Gr. 27. A 37 921. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: R. Boveri, Mannheim-Käferthal. Einrichtung zur Ermöglichung des Anfahrens von Eisenbahnzügen. 10. VI. 22.

Kl. 37 e, Gr. 9. N 17 874. Robert Neumann-Hofer, Schüttdorf i. Hannover. Verschalung zur Errichtung von Betonmauerwerk nach dem Gußverfahren. 26. IV. 19.

Kl. 42 c, Gr. 5. St 33 325. Rudolf Stützer, Wetzlar. Vermessungsgerät. 23. VI. 20.

Kl. 81 e, Gr. 22. M 73 810. Maschinenbau-Akt.-Ges. Tigler, Duisburg-Meiderich. Verladebrücke. 21. V. 21.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 66 813. Mögel & Co., Dresden. Bagger zum Ausheben von Gräben. 30. VII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. März 1923.

Kl. 20 g, Gr. 1. B 103 317. Bahnbedarf-Akt.-Ges., Darmstadt. Transportable Drehscheibe. 28. I. 22.

Kl. 20 h, Gr. 5. S 56 605. Gebrüder Eduard u. Adalbert Sevcik, Mährisch Ostrau, Tschechoslovakei; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. C. Landeskroener, Pat.-Anw., Dresden. Bremsschuh zum Anhalten von Eisenbahnwagen. 6. VI. 21. Tschechoslowakei. 23. VII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 33. R 57 371. Eloi Rodolausse, St. Antonin, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Caminer, Pat.-Anw., Berlin W 62. Apparat zum Kontrollieren der Stillstände und des Langsamfahrens der Eisenbahnzüge; Zus. z. Pat. 343 329. 4. XII. 22. Frankr. 5. XII. 21 für Anspr. 1, 23. VI. 22 für Anspr. 2 und 29. IX. 22 für Anspr. 3.

Kl. 37 b, Gr. 5. L 56 519. Dr.-Ing. Dr. Viktor Lewe, Berlin, Ufnaustr. 2. Holzverbindung durch Ringdübel. 2. X. 22.

Kl. 37 f, Gr. 7. B 99 799. Blaw-Knox Company, Pittsburgh, Pennsylvania, V. St. A.; Vertr.: Fr. Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Turmgerüst aus sich kreuzenden Traggliedern. 21. V. 21.

Kl. 80 a, Gr. 53. H 85 016. The Hume Pipe and Concrete Construction Company Limited, London; Vertr.: Hans Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fliehkraftmaschine zur Herstellung von Röhren für Leitungen u. dgl. 4. V. 20. England 25. IX. 13.

Kl. 84 a, Gr. 3. V 17 549. Fa. M. Voith, Heidenheim a. d. Brenz. Schütze mit wagrecht geteilter Tafel. 22. VI. 22.

Kl. 84 c, Gr. 2. R 54 360. Wilhelm Reichling, Hopfenstr. 31, u. Richard Behrens, Amberg 1, Hamburg. Eisenbetonspundpfahl mit Blechumhüllung. 8. XI. 21.

Kl. 84 d, Gr. 2. D 42 126. Deutsche Werke Akt.-Ges., Berlin. Kesselspeisewasserzuführung für Löffelbagger, Drehscheibenkrane u. dgl. 22. VII. 22.

Kl. 85 e, Gr. 6. B 93 967. George Alfred Bonelli, Kingman, Arizona, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Trautmann u. Dipl.-Ing. H. Kleinschmidt, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Form zur Herstellung einer fortlaufenden Eisenbetonrohrleitung mit zwei gleichachsigen Rohren. 6. V. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. März 1923.

Kl. 20 i, Gr. 4. P 45 392. Louis Albert Pothion, Vernouillet, Frankr.; Vertr.: Fr. Uhlbach, Rechtsanwalt, Berlin-Mariendorf. Vorrichtung zum Verhindern einer Entgleisung auf einer teilweise geöffneten Weiche; Zus. z. Pat. 362 642. 13. XII. 22.

Kl. 20 i, Gr. 34. W 62 949. Franz Waesch u. Heinrich Bolte, Schwerte, Ruhr. Warnsignal für Eisenbahnen. 20. I. 23.

Kl. 35 a, Gr. 9. D 40 689. Maurice Durnerin, Paris; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Beseitigen der schädlichen Wirkung des Seildralls bei Seilen für Förderkörbe, Fahrstühle u. dgl. 14. XI. 21. Frankreich 17. XI. 20.

Kl. 80 b, Gr. .. W 56 581. Kaspar Winkler, Altstetten b. Zürich; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren, um Zement-, Beton- und Mörtelmassen zur Ausführung von Dichtungsarbeiten, Trockenlegungen, Wasserbauten und ähnlichen Arbeiten geeignet zu machen. 30. X. 20. Schweiz 30. VIII. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. März 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. K 81 905. Heinrich Kläsener, Buer-Erle i. Westf. Nachgiebiger Kappschuh. 9. V. 22.

Kl. 19 a, Gr. 8. S 58 434. Alois Siebeck, Ratingen. Schienenunterlegplatte mit nach oben und dann zur Aufnahme des Schienenfußes senkrecht zur Grundplatte zurückgebogenen beiderseitigen Endlappen. 22. XII. 21.

Kl. 19 b, Gr. 6. St 34 075. Wilhelm Strobel, Markneukirchen. Verfahren zum Schmelzen von Schnee auf Verkehrswegen und -plätzen. 29. I. 21.

Kl. 20 g, Gr. 1. R 55 877. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff Act.-Ges., Rheine i. W. Laufrollenanordnung bei Drehscheiben mit unterteilten Hauptträgern. 12. V. 22.

Kl. 35 a, Gr. 4. Sch 64 550. Walter Schindler, Bern, Schweiz; Vertr.: Dr. W. Haußknecht, Pat.-Anw., Berlin W 57. Bauaufzug. 4. IV. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. A 37 365. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Einrichtung für Betriebsvorrichtungen, insbesondere an elektrisch bewegten Wasserbauwerken, bei denen stellenweise größere Widerstände überwunden werden müssen. 17. III. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. März 1923.

Kl. 20 i, Gr. 9. B 105 589. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Schwebebahnanlage mit Schleppweiche. 6. VII. 22.

Kl. 20 i, Gr. 18. G 58 206. Giovanni Gobbi, Bassano, Ital.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Wassermann, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Barriere für Bahnkreuzungen. 30. XII. 22.
Kl. 20 i, Gr. 34. W 63 016. Jean Francis Webb, New York; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Zugsicherungssystem. 27. I. 23.
Kl. 84 a, Gr. 3. A 38 728. Oskar Albl, Hannover, Polenstr. 6. Zweiteiliges Segmentwehr. 31. X. 22.
Kl. 84 a, Gr. 3. B 106 984. Berliner Act.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Lager für Spurzapfen oder Gelenkbolzen an Schleusentoren. 3. XI. 22.
Kl. 84 a, Gr. 3. B 107 017. Berliner Act.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Verstellbares Halszapfenlager an Schleusentoren usw. 3. XI. 22.
Kl. 84 b, Gr. 1. H 90 763. C. Ph. Hansen, Berlin-Wilmersdorf, Mainzer Str. 18. Senkrechtes Schiffshebewerk. 9. VIII. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. März 1923.

Kl. 84 a, Gr. 4. R 52 083. Dr.-Ing. Richard Rossin, Wien; Vertr.: F. Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Talsperrmauer. 21. I. 21. Österreich 27. VIII. 20.
Kl. 85 c, Gr. 6. F 50 570. Otto Frühling, Curt Frühling, Braunschweig, Löwenwall 14 u. Max Prüß, Essen, Semperstr. 6. Schlammentleerungsvorrichtung für Klärbecken. 12. XI. 21.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. März 1923.

Kl. 5 b, Gr. 12. 373 784. Clemens Abels, Berlin, Klopstockstr. 51. Tagebauanlage mit Bunker im Schwenkpunkt und Rundlaufbetrieb; Zus. z. Pat. 372 450. 12. V. 22. A 37 707.
Kl. 5 c, Gr. 2. 373 841. Dr.-Ing. Fritz Heise, Bochum, Herner Str. 43. Verfahren zur Kälteverteilung; Zus. z. Pat. 365 583. 7. VIII. 21. H 86 520.
Kl. 19 a, Gr. 24. 373 660. Wilhelm Schwartz, Essen, Katharinenstr. 4. Gleis für Kleinbahnen mit Unterlegplatten. 29. V. 21. Sch 61 872.
Kl. 19 a, Gr. 26. 373 582. Charles Franklin Jacobs, Chicago, V. St. A.; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Verfahren zur elektrischen Schweißung von Schienenenden. 10. II. 20. J 20 050. V. St. Amerika 5. VIII. 15.
Kl. 19 e, Gr. 3. 373 661. Howard Thomas Ryton Dray, Boulac, Egypten; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Grenzstein mit schraubenförmigem Anker. 1. VI. 20. D 37 679.
Kl. 80 a, Gr. 33. 373 724. Josef von Vaß, Budapest; Vertr.: C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Körpern kreisrunden Querschnitts, wie Rohre, aus Beton und anderen bildsamen Massen, auf Schleuderformmaschinen; Zus. z. Pat. 371 224. 11. IV. 20. V 15 448.
Kl. 84 b, Gr. 1. 373 561. Dipl.-Ing. Arthur Brandes, Köln-Klettenberg, Luxemburger Str. 429, u. Hermann Korte, Köln-Nippes, Waterloostr. 10. Schwimmkörper für eine zweistufige Kammerschleuse. 3. III. 22. B 103 809.
Kl. 84 b, Gr. 1. 373 637. Deutsche Maschinenfabrik A. G., Duisburg. Schiffshebewerk mit durch Gegengewichte ausgewuchtetem Trog. 25. VII. 22. D 42 133.
Kl. 84 c, Gr. 1. 373 962. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2. Gefäßbohrer für Gründungsarbeiten und ähnliche Zwecke. 24. I. 19. G 54 225.
Kl. 84 d, Gr. 4. 373 562. Gewerkschaft Hausbach II u. Wilhelm Fell, Wiesbaden, Taunusstr. 3. Am Bagger angebrachte Spülversatz-Spritzvorrichtung. 13. VI. 22. G 56 793.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. März 1923.

Kl. 84 a, Gr. 3. 374 080. Johannes Heyn, Stettin, Grabower Str. 6b. Heberanlage; Zus. z. Pat. 364 959. 8. III. 21. H 84 555.
Kl. 84 a, Gr. 3. 374 081. Victor Mann, Cassel, Wilhelmshöher Allee 40. Abnehmbares Rollschütz. 2. XII. 21. M 75 935.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. März 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. 374 771. Gottlieb Szymanski, Schonnebeck, Landkreis Essen, Rhld. Fußmuffe für Grubenstempel. 9. XI. 20. S 54 703.
Kl. 19 d, Gr. 1. 374 433. Dipl.-Ing. Erich Künzel, Charlottenburg, Schillerstr. 14/15. Einrichtung zum Durchleiten von Wasser durch Mauerwerk. 15. IV. 20. K 72 681.
Kl. 81 a, Gr. 22. 374 407. Wilhelm Fink, Horrem, Bez. Köln. Winde zum Kippen und Zurückziehen der Kästen von Kippwagen. 13. XI. 21. F 50 563.
Kl. 84 a, Gr. 3. 374 692. Dr.-Ing. Fritz Heyn, Stettin, Grabower Str. 6 b. Heber nach Pat. 156 796. 21. X. 21. H 87 457.
Kl. 84 a, Gr. 6. 374 612. Alexander Vogt, Borna, Sa. Vorrichtung zum Entschlammen von langgestreckten Behältern. 18. XII. 21. V 17 071.
Kl. 84 c, Gr. 2. 374 550. Dr.-Ing. Erich Künzel, Charlottenburg, Schillerstr. 14/15. Statisch bestimmbare Pfahlgründung für Mauerwerk. 1. V. 19. K 70 644.
Kl. 84 c, Gr. 4. 374 761. Dr. Friedrich Merkl, Wien; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Berlin SW 11. Dampf- und Druckluftramme. 1. IV. 21. M 73 260. Österreich 28. VIII. 18.
Kl. 84 d, Gr. 2. 374 693. The Jeffrey Manufacturing Company, Columbus, Ohio, V. St. A.; Vertr.: C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Einstellvorrichtung für die Eimerleiter von Grabenbaggern. 27. III. 20. J 20 182.

---

# BÜCHERBESPRECHUNGEN.

**Handbuch für Eisenbetonbau.** Dritte Auflage. Herausgegeben von Dr.-Ing. F. Emperger, Oberbaurat. Fünfter Band. Flüssigkeitsbehälter, Röhren, Kanäle. Bearbeitet von Dr. phil. R. Grün, Dr.-Ing. Dr. Lewe, B. Löser, F. Lorey. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1923. Preis: Grundzahl geheftet 16,20, gebunden 20,40.

Die soeben erschienene dritte Auflage des Handbuches für Eisenbetonbau stellt eine vollständige Neubearbeitung der im Jahre 1910 erschienenen zweiten Auflage dar. Die Veranlassung dazu gaben die reichen Erfahrungen, die man in den letzten Jahren im Behälterbau gemacht hat, Veranlassung gaben auch die immer wieder auftretenden Fragen nach der Möglichkeit von Angriffen eingelagerter Flüssigkeiten auf Beton und nach den Abwehrmitteln zur Verhütung solcher Angriffe. Eine zusammenfassende Darstellung alles dessen, was hier für die Baupraxis von so weittragender Bedeutung ist, fehlte bisher. Von dem Gesichtspunkt aus, daß ein Eisenbetonbehälter einen Beton hoher Zugfestigkeit und möglichst großer Dichtigkeit verlangt, daß der Behälter gegen etwaige Angriffe eingelagerter Flüssigkeiten unempfindlich und undurchlässig sein muß, daß es im Behälterbau darauf ankommt, die Betonzugspannungen im gezogenen Eisenbetonquerschnitt so zu begrenzen, daß sie mit hinreichender Sicherheit unter der Zugfestigkeit des Betons verbleiben und daß die Eisenbetonbehälter verwickelte Berechnungsverfahren bedingen, ist das erste Kapitel „Flüssigkeitsbehälter“, diesen Grundgedanken folgend, systematisch aufgebaut und bearbeitet.

Im ersten, von Professor Löser, Dresden, bearbeiteten Abschnitt werden die Mittel zur Erzielung eines möglichst dichten Betons und Mörtels, die zur Erhöhung der Wasserundurchlässigkeit und der Betonzugfestigkeit in Frage kommenden dichtenden Zusätze, wasserdichter Zementputz, Anstrich- und handelsüblichen Zementdichtungsmittel und die inneren Auskleidungen der Behälter besprochen und in ihrem Wert gewürdigt. Bei den zahlreichen Anstrichen und Zementdichtungsmitteln aus dem Handel, von denen 21 angeführt werden, ist für den Ausführenden vor allem die Frage von Interesse, gegen welche Stoffe das betreffende Mittel widerstandsfähig ist und gegen welche nicht, ferner auch, wie groß seine Lebensdauer ist. Diese Fragen werden für alle Erzeugnisse einzeln beantwortet und gleichzeitig vorliegende Versuchsergebnisse und praktische Erfahrungen mitgeteilt. Wer in die Lage kommt, solche Dichtungs- und Anstrichmittel zu verwenden, gewinnt ein übersichtliches Bild, ob sich der in Aussicht genommene Stoff für einen bestimmten Zweck eignet oder nicht. Dies bezieht sich auch auf die inneren Auskleidungen mit Glas, Natursteinplatten, keramischen und metallischen Erzeugnisse.

Der zweite, von Dr. Richard Grün, Düsseldorf, bearbeitete Abschnitt behandelt die Einwirkung verschiedener Flüssigkeiten auf Beton vom chemischen Standpunkt aus. Es sind hier die am meisten in Frage kommenden Stoffe nach einem bestimmten System aufgeführt, und zwar getrennt in wässerige Lösungen und in Öle und Fette. Die wässerigen Lösungen zerfallen wieder in echte und kolloidale Lösungen. Bei den echten Lösungen finden wir zunächst die Salze (anorganische Salze, neutral, alkalisch und sauer reagierend, organische Salze), alsdann die Basen und schließlich die anorganischen und organischen Säuren. Kolloidale Lösungen sind die Kanal- und städtischen Abwässer. Die Öle und Fette sind eingeteilt in Mineralöle oder Kohlenwasserstoffe, Steinkohlen- und Teeröle, tierische und pflanzliche Öle und Fette, ätherische (flüchtige) Öle oder Riechstoffe. Für jeden einzelnen Fall wird die Angriffsfähigkeit oder Wirkungslosigkeit dargetan und chemisch erläutert. Versuchsergebnisse und praktische Erfahrungen führen bei den einzelnen Flüssigkeiten zur Empfehlung bestimmter Abwehrmaßnahmen. Die Bearbeitung ist auch deshalb von so großem Wert, weil bei Stoffen, die nicht angeführt sind, deren chemische Zusammensetzung aber bekannt ist, Rückschlüsse auf die Angriffsfähigkeit möglich sind. Die Abschnitte A und B bilden eine wahre Fundgrube für denjenigen, der sich eingehender mit solchen Fragen befassen muß. Bei der großen Unsicherheit und Ungewißheit, die

gerade auf dem Gebiete der chemischen Angriffsfähigkeit fertigen Betons besteht, ist die zusammenfassende Darstellung für Bauherren und Bauausführende von außerordentlichem Wert und wird sicher viel Nutzen stiften.

Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin, hat im Abschnitt C die statische Berechnung der Flüssigkeitsbehälter bearbeitet. Sie ist gerade für Behälterbauten von so besonderer Wichtigkeit, weil von dem Beton unbedingte Rißfreiheit verlangt werden muß. Daher ist genaue Berücksichtigung aller möglichen Krafteinflüsse geboten. Die Berechnung erstreckt sich auf die Behälterwandung, den Boden, die Abdeckung und die Unterstützung. Wie in dem Vorwort ausgeführt ist, handelt es sich bei der Berechnung der Flüssigkeitsbehälter nicht um die linearen statischen Probleme des Stabes, des Bogens oder des Balkens, sondern um Festigkeitsuntersuchungen von nach zwei zueinander senkrechten Richtungen beanspruchten ebenen Platten oder gekrümmten Schalen, als welche sich die Böden, Wände und Decken der Behälter darstellen. Zur Berechnung muß also die mathematische Elastizitätstheorie herangezogen werden, deren neueste Ergebnisse in leicht verständlicher Form und mit Anwendung von vielen Beispielen klargelegt werden. Den Schluß des Abschnittes bildet eine erschöpfende Behandlung der statischen Wirkung heißer Füllungen. Die statische Untersuchung führt hier zu einer Reihe praktischer Vorschläge für den Bau und Betrieb von Heißwasserbehältern. Im Abschnitt C sind die neuesten Fortschritte der Festigkeitslehre berücksichtigt und die neuesten streng richtigen Berechnungsmethoden auf Flüssigkeitsbehälter angewendet. So gibt der Abschnitt eine lückenlose Antwort auf alle bei der Planung von Flüssigkeitsbehältern auftretende Fragen statischer Art.

Professor B. Löser, Dresden, bringt im Abschnitt D eine Auswahl ausgeführter Bauwerke. Die Erläuterungen und zugehörigen Abbildungen beziehen sich auf neuzeitliche Ausführungen, die in der Weise aneinander gereiht sind, daß möglichst alle vorkommenden Konstruktionsarten und -formen gefaßt werden. Wir finden der Reihe nach offene Behälter, abgedeckte Behälter, Wassertürme, Behälter an Schornsteinen und auf Gebäuden, Kaminkühler, Standrohre, Schwimmbecken in Hallenbädern, Gasbehälterbecken, Kohlenwäschen, Behälter für gewerbliche und industrielle Sonderzwecke, und zwar Weinbehälter, Eisenbetonbehälter in Bierbrauereien, Behälter in der Sulfitspiritusfabrikation, Laugenbehälter, Säurenbehälter und Ölbehälter.

Das zweite Kapitel „Röhrenförmige Leitungen und offene Kanäle" ist, wie in der ersten und zweiten Auflage auch hier von Stadtbaurat F. Lorey, Zeitz, bearbeitet. Hierbei sind die neuesten Erfahrungen, Ausführungen und das neuere Schrifttum berücksichtigt worden.

Im ganzen genommen bedeutet der vorliegende Band, der wiederum mit einem Namen- und Sachverzeichnis (bearbeitet vom Geheimen und Oberregierungsrat H. Laskus, Berlin) versehen ist, eine hochwillkommene und wertvolle Bereicherung unseres Schrifttums. Der Verlag hat dem Band eine ausgezeichnete Ausstattung zuteil werden lassen. Besondere Erwähnung verdienen die 743 Textabbildungen; sie sind klar und zeigen wirklich das, was man sucht. Einer besonderen Empfehlung bedarf das Werk nicht, es empfiehlt sich durch seinen reichen Inhalt von selbst. Bei den Bauingenieuren, den Entwerfenden, Bauleitenden und Bauausführenden wird es sich rasch Eingang verschaffen, denn es ist unentbehrlich für sie. W. P.

Eisenbetonbau, Säule und Balken. Grundlagen der Eisenbetontheorie und ihre Anwendung. Zweite vollständig neu bearbeitete Auflage. Von H. Schlüter, Oberingenieur. Verlag Herrmann Meusser, Berlin 1922. Preis 9,50 M × Schlüsselzahl.

Das Buch behandelt Baustoffe, Säulen, Berechnung einfach bewehrter Querschnitte auf reine Biegung, und zwar Rechtecksquerschnitte, Rippenplatten, weiterhin die Schubspannungen und ihre Aufnahme. Es schließt sich die Berechnung beiderseits bewehrter Querschnitte auf reine Biegung, ferner die Berechnung von Querschnitten bei Belastung durch Moment und Längskraft an sowie ein Abschnitt, der die Frage der Berücksichtigung der Zugspannungen im Beton bei einfacher Biegung behandelt. Endlich folgt eine Besprechung der Konstruktionseinzelheiten, ein größeres (normales) Zahlenbeispiel und im Anhange: Bestimmung der Biegungsmomente durchgehender Tragwerke, kreuzweise bewehrte Platten, Berechnung des Baustoffbedarfs für Beton. Im allgemeinen schließt sich das Lehrbuch an bekanntere ältere Werke an, fußt vorwiegend auf den amtlichen Bestimmungen, bringt die bekannteren Versuche und deren Ergebnisse und bringt alles, was zum Verständnis der Theorie des Verbundbaues und der sich auf ihr aufbauenden statischen Berechnungen notwendig erscheint. Bei der Ermittlung der Schubspannungen benutzt der Verfasser z. T. die von ihm in seiner Schrift „Die Schubsicherheit der Eisenbetonbalken durch abgebogene Hauptarmierung und Bügel" (1916) vertretene Theorie des Strebenfachwerks im Verbundbalken und der Bemessung der Aufbiegungen auf der Grundlage dieser Anschauungen — ein z. Z. noch durchaus umstrittener Rechnungsweg. Alles in allem kann das Buch den Fachgenossen, namentlich zum Selbststudium empfohlen werden. M. F.

Handbuch für Eisenbetonbau: Hochbau: 1. Teil, 3. Aufl. Decken, Säulen, Mauern, Wände, Treppen, Kragbauten, bearbeitet von P. Bastine, H. Dörr und R. Heim mit 1632 Textabb. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

In einer Besprechung eines in der Fachwelt seit langem als sehr zweckmäßig angesehenen Sammelwerkes kann nichts Neues mitgeteilt werden, wenn es sich um die obengenannten Gebiete handelt und wenn es in 3. Aufl. erscheint.

Die ersten 3 Kapitel über Decken, Säulen und Mauern sind von dem Bearbeiter der 2. Auflage, dem Architekten Böhm-Gera, auf den Professor am Staatstechnikum in Karlsruhe, P. Bastine, übergegangen, der die Neubearbeitung unter Benutzung der früheren Auflagen durchgeführt hat. Neben sehr vielen heute kaum mehr anwendbaren Decken sind einige neue Deckensysteme besprochen. In dem Kapitel über Mauern und Wände sind u. a. eine Reihe von Ersatz- und sparsamen Bauweisen dargestellt, die im Siedlungsbau in den letzten Jahren angewendet wurden.

Das in der 2. Auflage von Dipl.-Ing. Elwitz-Düsseldorf bearbeitete Kapitel über Treppen ist in der neuen Auflage von dem Lehrer am Bad. Staatstechnikum in Karlsruhe, Prof. Dr.-Ing. H. Dörr, umgearbeitet worden.

Der letzte Abschnitt über Kragbauten mit Erweiterungen und Verbesserungen stammt von dem Obering. Heim in Wien.

Ein wertvolles Sachverzeichnis von Laskus beschließt den Band, der in seiner neuen Auflage sich den früheren würdig anschließt. E. P.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

**Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.**

### Besichtigungen Berlin 1923.

Wir geben bekannt, daß für die Sommermonate folgende Besichtigungen in Berlin in Aussicht genommen worden sind: 1. Materialprüfungsamt Dahlem, — 2. Gaswerk Tegel, — 3. Schultheiss-Brauerei, — 4. Wasserwerk Köpenik, — 5. Postamt Humboldt, — 6. Deutsche Werke Spandau, — 7. Stahlwerk Henningsdorf, — 8. Staatliche Porzellan-Manufaktur, — 9. Elektrizitätswerk Steglitz, — 10. Siemensstadt.

Die Geschäftsstelle.

## STELLENÜBERSICHT.

93. Eisenbetoningenieur, guter Statiker, mit mehrjähr. Konstruktionspraxis für stat. Büro ges. Huta, Hoch- und Tiefbau. Charlottenburg, Berliner Str. 142 (D. Bztg. 9. 5. u. 12. 5.)

94. Eisenbetoningenieur mit mehrjähr. Erf. für Büro und Baustelle ges. Rothbart & Co., Berlin W. 8, Unter den Linden Nr. 17/18 D. Bztg. 9. 5. u. 12. 5.)

95. Dipl.-Ing. von A.-G. für Hoch- und Tief- und Eisenbetonbau in Sachsen als Abteilungsleiter der Abteilung Eisenbeton ges. Angebote unter R. 465 a. d. Verlag der D. Bztg. (9. 5.)

96. Bauing. als Leiter einer Kunststeinfabrik mit Kalkbrennerei ges. Ernst Koerner, Elbing. (D. Bztg. 9. 5.)

97. Dipl.-Ing. als Stadtbaurat mit Erfahrung im Hoch- und Tiefbau und in der Leitung eines Wasserwerkes ges. Bes. Gr. 11 oder 12. Ortsklasse B. Schöne Sechs-Zimmerwohnung vorhanden. Bew. an den Stadtrat Reichenbach i. Vogtland (D. Bztg. 12. 5).

98. Oberingenieur, erste Kraft, repräsentationsfähig, möglichst mit Kenntnissen der franz. Sprache und reichen Erfahrungen im Hoch-, Tief- und Eisenbetonbau von großer Baufirma im Saargebiet ges. Gehalt in franz. Franken. Angeb. unter Y 472 a. d. Verlag d. D. Bztg. (12. 5.)

99. Bauing. mit reichen Erf. im Beton- und Eisenbetonbau als Bauleiter von größerer Firma im Saargebiet ges. Franz. Sprachkenntnisse erwünscht. Gehalt in franz. Franken. Angeb. unter Z. 473 a. d. Verlag d. D. Bztg. (12. 5.)

100. Dipl.-Ing., sicherer und erf. Statiker ges. Eisenbetonbau-Ges. Dittmar Wolfsohn & Co., Breslau V, Tauentzienstr. 6. (D. Bztg. 12. 5.)

101. Regbmstr. a. D. oder Dipl.-Ing. mit mehrjähr. praktischer Erf. und Bewährung im Wasserbau für laufende Bauarbeiten und Bauausführungen ges. Einstellung und Vergütung nach Tarifvertrag für Behörden-Angestellte. Staatl. Hafenbauamt Stolpmünde i. Pommern. (Zentralblatt 9. 5.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang. 15. Juni 1923. Heft 11

## ZUM HUNDERTSTEN GEBURTSTAGE JOHANN WILHELM SCHWEDLERS.

*Von A. Hertwig, Aachen.*

Die Geschichte der Technik stellt sich uns besonders als eine Geschichte technischer Erzeugnisse, wie z. B. der Dampfmaschine, oder als die Geschichte der Unternehmungen, wie z. B. der Augsburg-Nürnberger Maschinenbau-Aktiengesellschaft dar. Die Leistung der einzelnen Persönlichkeit tritt zurück hinter der Arbeit der namenlosen Menge aller Angestellten vom untersten Handlanger bis zum Leiter des Ganzen. Doch wäre es falsch, aus dieser Beobachtung den Schluß zu ziehen, daß in der Technik die große Persönlichkeit keine so bedeutsame Rolle spielte wie in der Geschichte der Kunst und Wissenschaft. Man kann nur in der Technik nicht so leicht die Spuren aufdecken, die die Führerpersönlichkeiten hinterlassen haben, wenn nicht frühzeitige Aufzeichnungen gemacht wurden oder diese Männer selbst über ihre Arbeiten geschrieben haben. In der Geschichte des Eisenbaues sind wir in der glücklichen Lage, das Wirken eines Mannes, der die Entwicklung entscheidend beeinflußt hat, Johann Wilhelm Schwedlers, nach seinen eigenen Veröffentlichungen eingehend verfolgen zu können. Da 100 Jahre nach seiner Geburt verflossen sind, dürfte es wohl berechtigt sein, wieder einmal den Spuren Schwedlers nachzugehen.



Sein äußerer Lebenslauf sei kurz gestreift, da er 1895 in der Zeitschrift für Bauwesen von einem Amtsgenossen und Freund, von O. Sarrazin, liebevoll gezeichnet worden ist. Johann Wilhelm Schwedler wurde als Sohn eines Tischlermeisters in Berlin geboren und genoß hier seine Schulbildung mit dem schon früh gereiften Entschluß, Baufach zu studieren. Der frühe Tod des Vaters hätte diesen Plan vereitelt, wenn nicht sein 18 Jahre älterer Bruder Hans, der bereits im Baufach stand, sich seiner angenommen hätte. 1842 bestand unser Schwedler die Reifeprüfung, 1844 die Feldmesserprüfung, 1846 die Vorprüfung zum Land- und Wasserbaumeister, 1847 die Vorprüfung und 1852 die Nachprüfung für Land- und Wasserbauinspektoren. Nach diesen prüfungsreichen Lehrjahren war er bis 1855 als Baumeister der Siegbrücke bei Siegburg tätig und dann als Abteilungsbaumeister an der Strecke Cöln—Eitorf. 1858 wurde er zum Eisenbahnbaumeister ernannt und zum Hilfsarbeiter in das Technische Büro der Eisenbahnabteilung im Ministerium berufen. Zugleich begann er die Lehrtätigkeit an der Bauakademie, zunächst als Hilfslehrer, die er von 1866—1873 als ordentlicher Lehrer für Baukonstruktion und Brückenbau ausübte. Von 1864 an war er auch Examinator in der Bauführer- und Baumeisterprüfung; 1865 übernahm er als Regierungs- und Baurat das Vorsteheramt im Technischen Büro des Ministeriums und wurde 1868 Vortragender Rat, dem die Ausgestaltung aller Ingenieurbauwerke der preußischen Eisenbahnen anvertraut war. Bis zum Übertritt in den Ruhestand 1891 hat er dieses umfassende und verantwortungsvolle Amt verwaltet. 1894 erlöste ihn der Tod von einem Leben der Muße, zu dem ihn in den letzten Jahren harte Schicksalsschläge und Krankheit zwangen. Das ist der Rahmen eines erfolgreichen preußischen Beamtendaseins. Hier spannt sich aber in den Rahmen das Leben eines großen Ingenieurs.

Seine vorgeschriebene Ausbildung hatte Schwedler 1850 noch nicht beendet, trotzdem fühlte er seine Kräfte für große Aufgaben stark genug und beteiligte sich an dem internationalen Wettbewerb für die Cölner Rheinbrücke. Unter 61 Bewerbern errang er mit dem Entwurf einer Hängebrücke den ersten Preis. Im gleichen Jahre reifte in ihm die Arbeit, welche 1851 im ersten Jahrgang der Zeitschrift für Bauwesen erschien mit dem Titel „Theorie der Brückenbalkensysteme". Diese zwei kühnen Taten bestimmten den weiteren Lebenslauf des jungen Bauführers fast zwangsläufig. Wenn der Entwurf der Hängebrücke für Cöln noch in der Überlieferung der ersten Jahrzehnte des Eisenbrückenbaus wurzelt und noch keine wirklich ausführbare Lösung der großen Aufgabe darstellte, weil die theoretischen und praktischen Grundlagen noch nicht vorhanden waren, so lieferte die Arbeit von 1851 die ersten Bausteine zu einer zuverlässigen Gründung des Eisenbrückenbaues. Neben der gleichzeitigen Arbeit Culmanns in der Wiener Allgemeinen Bauzeitung leitet die Schwedlersche einen neuen Abschnitt in der Entwicklung des deutschen Eisenbrückenbaus ein. Das Ziel der Schwedlerschen Arbeit ist eine möglichst allgemeine und vollständige Theorie der gegliederten Balken. Schwedler führt die Wirkung der innern Kräfte eines vollen Balkens auf ein Kräftepaar und eine Einzelkraft, das Biegungsmoment und die Querkraft, zurück, ohne zunächst wie Navier eine bestimmte Voraussetzung über den Spannungsverlauf im Querschnitt zu machen und untersucht den Größenverlauf des Kräftepaares und der Querkraft für allgemein ruhende Belastung über den Balken hinweg. Für bewegliche Belastungen erkennt Schwedler zwar richtig das Problem, es gelang ihm aber nicht, für die beiden die inneren Spannungen bestimmenden statischen Größen die die Grenzwerte erzeugenden Laststellungen zu finden. Vielmehr bestimmt Schwedler, bis zu welcher äußersten Stelle bei Vollbelastung mit gleichmäßig verteiltem Eigengewicht und bei Teilbelastung mit gleichmäßiger Verkehrslast der Punkt des größten Moments, d. h. der Querkraftnullpunkt aus der Mitte des Balkens herausrücken kann. Diese Grenzpunkte benutzt er beim Träger mit schlaffen Diagonalen, um die Felder zu bestimmen, welche Gegendiagonalen brauchen. Sonst haben die Punkte für die Grenzspannungen keine Bedeutung. Die allgemeinen Ergeb-

nisse werden auf die Berechnung gegliederter Systeme angewendet. Beim einfachen System, dessen Stäbe aneinanderhängende Dreiecke bilden, wird klar ausgesprochen, daß man die einzelnen Stäbe in den Schnittpunkten als drehbar verbunden ansehen darf, daß die wirklich auftretenden Biegungen vernachlässigt werden dürfen. Die Bezeichnung Fachwerk wird von Schwedler nicht geprägt, sondern von Culmann, der Träger des Namens aber von Schwedler klarer erfaßt und beschrieben als von Culmann. Für die statische Untersuchung des einfachen Fachwerks leitet Schwedler sehr allgemeine nicht sehr übersichtliche Formeln ab. Der Weg für die Ausarbeitung einer handlichen Fachwerkstheorie war aber geebnet. Das ist das bleibende Verdienst Schwedlers. Die in der damaligen Zeit gebräuchlichen Gebilde, die mehrfachen Fachwerke, den Howeschen Träger, die Gitterträger usw. berechnet Schwedler durch Zerlegung in einfache Fachwerke mit der Begründung, daß bei der Formänderung eines Vierecks die eine Diagonale verlängert, die andere Diagonale verkürzt wird. Diese Begründung ist nur richtig, wenn die vier Seiten des Vierecks ihre Längen nicht ändern. Trotzdem hat sich die Näherungsrechnung in der Praxis bewährt, und spätere schärfere Untersuchungen haben ihre Berechtigung im allgemeinen bewiesen.

Zehn Jahre später, 1861, veröffentlicht Schwedler in der Zeitschrift für Bauwesen eine weitere Arbeit „Die statische Berechnung der festen Hängebrücke“, die sehr viel mehr bietet, als der Titel verspricht. Sie enthält das, was Schwedler 1851 noch nicht gefunden hatte, eine Theorie des Fachwerks auch für bewegliche Belastungen. Was für den Fall der Hängebrücke entwickelt wird, läßt sich sofort auf den einfacheren Fall des Fachwerkbalkens übertragen. Besonders klar werden die Unterschiede zwischen statisch bestimmten und unbestimmten Aufgaben herausgearbeitet. Von diesen sagt dann Schwedler, die zu den Gleichgewichtsbedingungen hinzutretenden Gleichungen „aus der Annahme über elastische Formänderung herzuleiten ist hier absichtlich vermieden worden, da sich darüber zutreffende Annahmen nicht machen lassen und evtl. die Wärmeveränderungen des Systems höchst zweifelhaft werden“. Die Verfahren und Formeln Schwedlers sind noch etwas umständlich, da er als Gleichgewichtsbedingungen die je zwei Komponentengleichungen für zwei Knotenpunkte benutzt. Im gleichen Jahre, 1861, liefert Ritter durch Benutzung von Momentengleichungen allein als Gleichgewichtsbedingungen für einfache Fachwerke die gewünschte Vereinfachung und Übersichtlichkeit der Rechnungen.

Zwischen den Arbeiten Schwedlers von 1851 und 1861 liegt noch eine Untersuchung über Stützlinien (Z. f. B. 1859). Den Krümmungsradius $\varrho_x$ drückt er aus durch die Belastungshöhe $z_0$ im Scheitel, die Belastungshöhe $z_x$, den Neigungswinkel $\alpha_x$ der Tangente an die Stützlinie und den sogenannten Modul a der Stützlinie, den Quotienten aus dem Krümmungsradius R und der Belastungshöhe $z_0$ im Scheitel, $a = \frac{R}{z_0}$,

$$\varrho_x = z_0^2 \, a \, \frac{\sec \alpha_x^3}{z_x}$$

Diese Formel wendet der Verfasser auf verschiedene Sonderfälle an, er bestimmt einerseits die Belastungshöhe z für eine kreisförmige Stützlinie bei verschiedenen Werten a und andererseits die Formen der Stützlinie bei wagerecht abgeglichener Belastung und verschiedenen a. Hier wird z. B. für a = 0,1 die Eiform eines Gewölbes unter hoher Aufschüttung begründet. Die Stützlinien werden näherungsweise als Korbbogen gezeichnet. Die Stützlinie für wagerecht abgeglichene Belastung hatte auch schon Hagen bestimmt.

In dem Jahrzehnt 1850—1860 liegt die produktive Tätigkeit Schwedlers besonders auf theoretischem Gebiet. Als Konstrukteur steht er noch in den Lehr- und Entwicklungsjahren, in denen er bei Bauausführungen und in dem technischen Büro mit einem ungeheuren Scharfblick beobachtet, Erfahrungen sammelt und verarbeitet. Aber bereits in den ersten sechziger Jahren ist seine ganze Schöpferkraft erwacht und bis 1865 entfaltet sie eine wunderbare Fruchtbarkeit. In diesen Jahren entstehen Schwedlers bedeutendste Schöpfungen, die Kuppel, die Drehbrücke, die Stoßkonstruktionen. Wenn man seine „Resultate über die Konstruktion der eisernen Brücken“ vom Jahre 1865 (Z. f. B.) liest, so könnte man glauben, in ihnen den Niederschlag einer jahrzehntelangen Entwicklung vor sich zu sehen. Betrachtet man aber Brücken aus der Zeit, als Schwedler um 1850 seine Laufbahn begann, so muß man zu der Überzeugung kommen, daß die Ergebnisse zum großen Teil aus Schwedlers eigener Arbeit stammen. Der erste Bericht Schwedlers über einen Brückenentwurf für die Brahebrücke bei Czersk (Z. f. B. 1861) ist für seine Arbeitsweise nach mehreren Richtungen hin kennzeichnend. Bei manchen Brückenbauern der ersten Zeit, die auch die damalige Theorie beherrschen, beobachten wir einen gewissen Dogmatismus bei der Übertragung der Theorie auf die Praxis. Davon ist bei Schwedler keine Spur, das beweist seine Beurteilung des Pauliträgers. Der Pauliträger soll einen Verlauf der Gurtungen aufweisen, so daß alle Gurtspannungen gleich werden. Schwedler prüft genau, ob diese Forderung wirklich erfüllt werden kann, und welche wirklich faßbaren Vorteile erzielt werden. Dann sagt er: „Die in neuerer Zeit von v. Pauli in München bei der bayerischen Eisenbahn ausgeführten Träger sind mit Ausschluß der patentierten Kurve der Gurtungen im wesentlichen Parabelträger und haben sich als solche in bezug auf Leichtigkeit und Tragfähigkeit, soweit sie im übrigen richtig verbunden waren, gut bewährt.“ Ebenso unbefangen stand Schwedler, wie wir unten sehen werden, den nach ihm benannten Trägern mit nur gezogenen Diagonalen gegenüber. Für den Vergleich der Trägerformen stellt Schwedler, nebenbei bemerkt, die Eigengewichtsformel auf:

$$p = a + b\,l,$$

in der a von dem Fahrbahngewicht und b allein von der Hauptträgerform abhängt. Damit die Voraussetzungen der Fachwerktheorie erfüllt werden, verlangt er: „Zwischen den einzelnen Punkten des Systems sind gerade Stäbe anzuordnen, die den berechneten Kräften Widerstand leisten, und müssen diese Stäbe so eingelegt werden, daß die genannten Verbindungslinien der Punkte des Systems stets durch die Schwerpunkte der Querschnitte der Stäbe gehen, damit der ganze Querschnitt jedes Stabes gleichmäßig auf Druck und Zug in Anspruch genommen werde“. Bei der Brahebrücke wird die Forderung für die Füllungsstäbe durch Bolzenanschlüsse erfüllt. Wenn auch die mit Bolzenanschlüssen verbundenen Mängel, z. B. die schwierige Querversteifung, nach Möglichkeit vermieden sind, so hat Schwedler doch niemals wieder Bolzenanschlüsse verwendet, auch ein Zeichen für sein konstruktives Feingefühl. Nun wollen wir einige der obengenannten Schöpfungen, die Kuppel und die Drehbrücke, etwas näher betrachten. Im Jahre 1863 bekam Schwedler den Auftrag, für den Gasbehälter der Imperial-Continental-Gas-Association in Berlin an Stelle des eingestürzten hölzernen Zeltdaches eine Eisenkonstruktion zu entwerfen. Er setzte 16 sich kreuzende Parabelbinder auf die gemauerten Umfassungswände und verband die Obergurtknotenpunkte der Binder untereinander durch Stäbe, die geschlossene wagerechte Ringe bildeten, und legte in die so erzeugten Stabtrapeze in der Dachfläche gekreuzte Rundeisendiagonalen. Kaum waren die Entwürfe ausgeführt, so kam ihm offenbar der Gedanke, daß hier Eisen verschwendet sei. Er sah ein, daß die Untergurte der Parabelbinder durch einen die Binderauflager umfassenden Fußring ersetzt werden könnten, und die Füllungsstäbe der Parabelbinder neben den Diagonalen in der Dachfläche überflüssig seien. Bei dem nächsten Entwurf für einen ähnlichen Gasbehälter, über den er 1866 in der Zeitschrift für Bauwesen schreibt, läßt er die überflüssigen Stäbe fort und hat so ein räumliches Fachwerk, die erste Eisenfachwerkkuppel geschaffen, die noch heute seinen Namen trägt. In der Veröffentlichung beweist er, daß eine solche Kuppel leichter wird als die gekreuzten

Binder, und daß sie leichter aufgestellt werden kann, tritt auch gleich mit einer vollständigen Theorie des symmetrisch geformten und symmetrisch belasteten Kuppelgewölbes und Kuppelfachwerkes hervor. Für unsymmetrisch belastete Kuppeln zeigt er brauchbare Näherungsrechnungen. Solche Kuppeln hat er auch später öfters ausgeführt bis zu einem Durchmesser von 54,92 m und einer Pfeilhöhe von 12,24 m im Jahre 1874 (Z. f. B. 1876)[1]). Die Drehbrücken, die bis zu Schwedlers Zeiten gebaut waren, ruhten in offenem Zustande auf einem Kranz vieler kegelförmiger Rollen, die in einem Kreise auf dem Drehpfeiler um den Mittelpunkt des Pfeilers liefen. Im geschlossenen Zustand bildete dieser Rollkranz die mittlere Stützung der Brücke, die außerdem auf den beiden Endpfeilern auf, in senkrechter Richtung verschiebbaren, Lagern ruhte, die nach dem Einschwenken die durchhängenden Brückenenden heben mußten. Die Mängel des Rollkranzes erkannte Schwedler in der unklaren, unsicheren Auflagerung des durchlaufenden Brückenträgers, in der ungleichmäßigen Belastung und Überlastung der Rollen, in dem großen Reibungswiderstande beim Öffnen. Daher setzte er die Brücke im geschlossenen Zustande auf ein festes Kipplager auf dem Drehpfeiler. Zum Öffnen wird das eine Endlager der Brücke beseitigt. Durch ein Übergewicht an diesem Ende wird eine Kippbewegung der Brücke um das Kipplager auf dem Drehlager jenseits des Drehzapfens eingeleitet, bei der sich die Brücke auf dem Drehzapfen aufsetzt und ihn weiterkippt, bis das zweite Brückenende auch frei schwebt und zugleich eine Laufrolle neben dem Drehzapfen in der Achse der Brücke auf eine im Kreis gebogene Schiene aufsetzt. Dann ist die Brücke für das Ausschwenken ein Träger mit überragenden Enden auf zwei Stützen, dem Drehzapfen und der Laufrolle. An der ersten Brücke dieser Art, der Peenebrücke bei Anklam, sind die Endlager Schraubenwinden, die durch Schneckenräder angetrieben werden. Beim Einschwenken müssen die durchgebogenen Brückenenden mit dem Übergewicht wieder gehoben werden, eine für Handantrieb zeitraubende Arbeit. Schwedler fand, daß mit einem festen unveränderlichen Gewicht auf einer Welle der veränderliche Auflagerdruck am anzuhebenden Ende mit dem Übergewicht in allen Stellungen ausgeglichen werden kann, so daß beim Anheben nur die Reibungswiderstände zu überwinden sind. Unter der Brücke greifen mit dem Druck P zwei Rollen an je einem Hebel von der Länge r an, die mit der Wagerechten den Winkel $\alpha$ einschließen. Die zwei Hebel der zwei Stützrollen sitzen auf einer Welle, an der ein Gleichgewicht Q an einem Hebel unter dem Winkel $\beta$ gegen die Senkrechte angreift. Setzt man den veränderlichen Druck P proportional der Hebung $r \sin \alpha$, also $P = C\, r \sin \alpha$, und den Schlußauflagerdruck $A = C\delta$, wenn $\delta$ die ganze Hebung ist, so folgt aus der stets zu erfüllenden Gleichgewichtsbedingung:

$$Q = \frac{A\, r^2}{4\, R\, \delta}$$

unter der Bedingung, daß der Winkel $\beta \doteq 2\,\alpha$ gemacht wird. Diese Vervollkommnung findet sich an der 1867 erbauten Parnitz-Drehbrücke bei Stettin (Z. f. B. 1871).

Drehbrücken nach dem Schwedlerschen Prinzip sind in großer Zahl ausgeführt und haben sich überall für die mannigfaltigsten Antriebsarten bis heute bewährt.

In den ersten Jahrzehnten des deutschen Brückenbaues, von 1840 bis 1870, ist das Hauptaugenmerk der Konstrukteure auf die Gestaltung der Hauptträger gerichtet. Aus dem engmaschigen Gitterträger entsteht das mehrteilige Fachwerk. Auch Schwedler ist an dieser Umgestaltung beteiligt durch die Einführung der Träger, in denen die Diagonalen durch die bewegliche Belastung und das Eigengewicht nur auf Zug beansprucht werden, die zuerst angebracht sind an der Weserbrücke bei Corvey 1864. Schwedler hat aber nie die Hauptträgerform allein betrachtet und nach dem leichtesten gesucht, sondern stets die Brücke in ihrer Gesamtheit mit ihren konstruktiven Einzelheiten und den Herstellungsmöglichkeiten in der Werkstatt und auf der Baustelle. Seiner eben schon gekennzeichneten Geistesrichtung nach hat er auch die Form des „Schwedlerträgers" ähnlich wie die des Pauliträgers beurteilt. „Es wird nicht unerwähnt bleiben dürfen, daß eine so exakte Entwicklung der Kurve der oberen Gurtung, wie sie hier vorgenommen worden, nicht von großem Wert ist. Die Diagonalen werden auf Zug nur wenig mehr in Anspruch genommen werden, und die Doppeldiagonalen werden wenig mehr Felder umfassen, wenn man aus ästhetischen Rücksichten eine Korblinie oder halbe Ellipse und dergleichen Kurve wählt, welche durch ihre Krümmungsverhältnisse wohlgefälliger ins Auge fällt." (Z. f. B. 1868.) Einen Einschnitt im Leben Schwedlers bildet das Jahr 1865, in dem er Vorsteher des Technischen Büros der Eisenbahnabteilung wird. Jahre reichster schöpferischer Arbeit liegen hinter ihm, als anerkannter Meister seines Faches übernimmt er ein Amt, das ihm den größten Wirkungskreis eröffnet. In der oben schon erwähnten Arbeit von 1865 in der Zeitschrift für Bauwesen, in den „Resultaten über die Konstruktion der eisernen Brücken", hat er in 100 Leitsätzen die Ergebnisse seiner Forschungen, Erfahrungen und Entwurfsarbeiten niedergelegt. Sie sind gleichsam das Programm für seine weitere Amtsführung. Diese 100 Sätze sind ein vollkommenes Lehrbuch des Eisenbrückenbaues und sollten heute noch in jedem Lehrbuch wirklich stehen. Denn sie haben an ihrer Jugendfrische kaum etwas eingebüßt. Nur in zwei Punkten hat die weitere Entwicklung Schwedler nicht beigepflichtet. Das mehrfache Fachwerk, das er für die beste Lösung in der Hauptträgerfrage ansah, hat schließlich von ungefähr 1890 ab dem einfachen Fachwerk mit Unterteilung weichen müssen, das statisch unbestimmte System, dem Schwedler großes Mißtrauen entgegenbrachte, hat sich nicht nur als vollwertige Anordnung neben das statisch bestimmte gestellt, sondern es zeitweise fast verdrängt. Diese Wendung folgte dem Fortschritt der Theorie, an dem Schwedler nicht mehr beteiligt war. So schöne Ergebnisse Schwedlers theoretische Arbeiten gezeitigt haben, seine innerste Neigung gehörte der konstruierenden Arbeit. Sobald er die Theorie so weit gebracht hatte, wie er sie zu seinen vorliegenden Aufgaben brauchte, packten ihn die konstruktiven Aufgaben so an, daß ihm der weitere Ausbau der Theorie fernrückte.

Neben der ungemein reichen Entfaltung aller seiner Kräfte in forschender und gestaltender Arbeit behielt Schwedler doch noch Zeit, sein großes Wissen und Können den Schülern der Bauakademie zu übermitteln. Das Bild Schwedlers, wie es in den unserer Generation vorangehenden Bauingenieuren lebt, zeigt ihn besonders als Lehrer und Examinator. Die Vorlesung behandelte im Wintersemester 1872/73 nach einer vorliegenden Niederschrift „Mathematische Baukonstruktionen". Sie zerfällt in drei Abschnitte, den ersten über die physikalischen Eigenschaften des Materials mit den Kapiteln: die statischen und konstruktiven Eigenschaften des Materials, die äußern Kräfte, die innern Kräfte, die Festigkeit, die Verbindungen, den zweiten Abschnitt über den Balken mit den Kapiteln: die Theorie des homogenen Balkens, die Theorie der gegliederten Balkensysteme und die Konstruktion des Balkens mit Beispielen aus seiner Praxis, den dritten Abschnitt über den Bogen mit den Kapiteln: der ebene Bogen, die Stützlinie, der gegliederte Bogen, die Deckenkonstruktionen, die Pfeiler. Unter den Decken wurde die Theorie und Konstruktion der Kuppeln vorgetragen, und wurden Beispiele wie die Kuppel des Pantheons, der Peterskirche, statisch und konstruktiv zergliedert. Das Sommersemester brachte die Vorlesung über Brückenbau mit den Abschnitten: Balkenbrücken, Bogen- und Hängebrücken, bewegliche Brücken; Theorie, Konstruktion und Beispiele, besonders aus Schwedlers Tätigkeit, standen nebeneinander.

[1]) Die verschiedenen Kuppelkonstruktionen mit der Theorie sind in einem Sonderdruck erschienen. Die Konstruktion der Kuppeldächer von J. W. Schwedler. 1877. Ernst & Sohn.

Ehe wir die wichtigsten Entwürfe aufzählen, die entweder von Schwedler stammen oder unter seinem bestimmenden Einfluß entstanden sind, müssen wir noch einer der kürzesten aber inhaltreichsten Veröffentlichungen Schwedlers gedenken, des Vortrages vom 26. Oktober 1867. „Über Nietverbindungen", dessen Inhalt im Wochenblatt des Berliner Architektenvereins von 1867 abgedruckt ist. Zunächst wird unter Berufung auf Versuche von Harkort und Clarke die Wirkungsweise der Niete erläutert, daß nämlich einen wesentlichen Anteil an der Festigkeit die Reibung hat, die ziemlich proportional der Zahl der Nietquerschnitte wächst. Trotzdem hielt es Schwedler für besser, die Berechnung auf Scherfestigkeit und auf Lochlaibungsdruck vorzunehmen, die ja bei einem möglichen Aussetzen der Reibung doch der Verbindung die notwendige Sicherheit geben müssen. Für die Länge der Niete wird eine obere Grenze gefordert, weil sie sich beim Erkalten schneller zusammenziehen als die Eisenteile der Nachbarschaft. Um sich ein Bild über die Spannungsverteilung in den zusammengenieteten Blechen, besonders in den Anschlüssen der breiten Flacheisendiagonalen an die Gurtungen eines Fachwerkträgers zu machen, denkt sich Schwedler das Blech in Streifen zerlegt, jeden von der Tragfähigkeit des Nietes, um welchen er herumgelegt wird. Soll die Blechabmessung ausreichen, so müssen diese Streifen zwischen den Nieten und in der Flacheisenbreite Platz haben. Das Verfahren hat Ähnlichkeit mit dem Zeichnen der Zugtrajektorien und liefert ähnliche Ergebnisse. Den annähernden Lauf der Trajektorien zu entwerfen und sich so ein klares Bild über die Spannungen zu machen, das Verfahren wendet Schwedler in seinen Vorlesungen z. B. noch bei der Untersuchung des Baugrundes an. Schließlich finden wir in dem Vortrag über Nietverbindungen eine Lösung für den mittelbaren Stoß mehrerer Kopfplatten. Ist z. B. von drei Kopfplatten nur die unterste gestoßen, so soll die Nietzahl auf beiden Seiten der Stoßstelle doch so groß sein, als ob alle Platten symmetrisch gestoßen wären, in dem ein Teil der darüberliegenden Platten als Decklasche wirken soll. Die Tetmayerschen Versuche von 1886 haben die Schwedlersche Anschauung bis zu einem gewissen Grade bestätigt. Unsere heutigen Versuche sollen endlich volle Klarheit schaffen. Gerade dieser Vortrag über Nietverbindungen offenbart Schwedlers sicheren technischen Instinkt.

Von den Brückenentwürfen Schwedlers wollen wir hier nur einige kurz herausheben, da ich sie an anderer Stelle eingehender besprechen werde. Das seien die schon erwähnte Weserbrücke bei Corvey von 1863, die Elbbrücken bei Meißen und Hämerten von 1866, die Weichselbrücke bei Thorn von 1870—1873, die Memelbrücken bei Tilsit von 1872—75 und die Weichselbrücken bei Dirschau und Marienburg von 1888. Die Weserbrücke bei Corvey zeigt zum erstenmal den Schwedlerträger, über den Schwedler selbst in der Darstellung der Elbbrücke bei Hämerten das oben schon angeführte Urteil abgab. Von der Weserbrücke über die Elbbrücken zur Weichselbrücke bei Thorn ist ein großer Fortschritt. Die ersten haben Gurtquerschnitte aus Winkeleisen, die stufenweise zu acht oder sechzehn über- und nebeneinander mit Versetzung der Stöße angeordnet sind, so daß in einem Knotenpunkt immer nur die Hälfte der Winkel gestoßen ist. Die Nietarbeit an diesen Querschnitten ist sehr schwierig und auf der Baustelle infolge der Stoßversetzungen sehr groß. Die Weichselbrücke weist zum erstenmal den bekannten Schwedlerquerschnitt der Gurtung auf mit der sehr guten Verbindung der Einzelprofile zu einem vollen Querschnitt mit vierfachen Knotenblechen, Ganzstößen in jedem Knotenpunkt mit Deckung durch die Knotenbleche, die einen sehr guten Anschluß der Diagonalen und Vertikalen ermöglichen. Dieser Schwedlerstoß stellt einen Höhepunkt in der Entwicklung der Knotenpunkte dar. Die Hauptträger sind zweifache Ständerfachwerke mit geradem Untergurt und an den Enden gekrümmtem Obergurt. Die Hauptträger an den Brücken über das Memeltal bei Tilsit bilden den Übergang zu dem System der Weichselbrücken bei Dirschau und Marienburg, dem Balken mit gekrümmten Ober- und Untergurt mit gekreuzten Streben ohne Ständer und mit angehängter Fahrbahn. Diese Brücken sind die Krönung von Schwedlers Lebenswerk. Wenn auch die Berechnung der Hauptträger nicht ganz einwandfrei ist, so ist die Brücke als Ganzes und in den Einzelheiten ein Meisterwerk. Die Einzelheiten lassen sich nur mit denen an den Brücken Gerbers vergleichen, der wohl der beste Eisenbauer seiner Zeit war.

Aber nicht bloß alle bedeutsamen Eisenbrücken der Jahre 1865—1891 in Preußen zeigen Schwedlers Geist und Hand: bei allen schwierigen Aufgaben der Architekten und Bauingenieure, mochte es sich um die Erhöhung und Drehung des Kreuzbergdenkmals in Berlin oder um den Turmhelm der Petrikirche in Hamburg mit dem ersten Pyramidenfachwerk oder um Gasbehälterführungen handeln, mußte Schwedler helfen. Und sein Rat versagte nie. Selbst den vielen Fragern im Architektenverein stand er unverdrossen und nie versagend Rede und Antwort.

Seine Forschungen über den Eisenbahnoberbau bilden den Abschluß seiner Lebensarbeit. Schon 1881 hatte Schwedler eine Umfrage des Engländers Wood über Oberbaufragen mit einem Aufsatz beantwortet, der 1891 im Zentralblatt der Bauverwaltung erschienen ist. Den theoretischen Teil der Untersuchung hat Schwedler weiter ausgebaut und 1889 als Beiträge zur Theorie des Eisenbahn-Oberbaues veröffentlicht. Unter dem letzten Teil steht „Fortsetzung folgt". Doch sie blieb aus, denn 1888 hatte ein Schlaganfall „seine Kraft gebrochen", wenn er auch noch zwei Jahre sein Amt versah. Die Arbeit von 1881 beleuchtet die Arbeitsweise des Ingenieurs Schwedler besonders scharf. Gleich am Anfang steht der Satz: „Zur Beurteilung der Zweckmäßigkeit der Konstruktion eines Eisenbahnoberbaues reicht die Erfahrung allein nicht aus. Es ist zunächst erforderlich, die theoretischen Bedingungen der Gestaltung zu ermitteln und dann die Zulänglichkeit der Hypothesen durch Beobachtung der Erscheinungen zu prüfen." Dieser selbstverständliche Satz sollte heute in allen technischen Versuchsstätten groß angeschrieben stehen. Dann würden nicht so viele ergebnislose Versuche angestellt, und so viele wertlose Zahlenreihen veröffentlicht.

Wollen wir noch Schwedler neben zwei jüngere Zeitgenossen stellen, die einen ebenso bedeutsamen Einfluß auf den Eisenbahnbau ausgeübt haben, neben Gerber und Winkler, von denen der erste ein ausgesprochener Praktiker, ein „Mann vom Bau" war, von denen der zweite eine unbedingte Zuneigung zur Theorie besaß, ein ausgesprochener „Rechner" war, so müssen wir Schwedler zwischen beide einreihen. In seltener Harmonie vereinigt er technischen Instinkt und Feingefühl für Konstruktionen mit der Fähigkeit, Naturzusammenhänge zu klären und in mathematische Form zu kleiden. Sarrazin sagt in seiner Lebensdarstellung über Schwedler bei der Aussprache über technisch-naturwissenschaftliche Fragen: „Er förderte seinerseits das Verständnis durch die wundersame Kraft und Klarheit seiner räumlichen Anschauung, »die stereometrische Phantasie«, wie er das zu nennen pflegte. Hier lag überhaupt wohl der Kern seiner eigenartigen Begabung und der tiefste Grund seiner Erfolge."

---

# DER EINFLUSS DES SALZGEHALTES DES WASSERS IN TIDEFLÜSSEN AUF DIE BEWEGUNG FEINEN SANDES UND SCHLICKS.

Der holländische Ingenieur J. J. Canter Cremers hat in der Zeitschrift „De Ingenieur" 1908, Nr. 36 und 1921, Nr. 38 das Ergebnis seiner Untersuchungen über den Einfluß des verschiedenen spezifischen Gewichtes von Salz- und Seewasser auf die Bewegung feinen Sandes und Schlicks im Wasserweg von Rotterdam nach See mitgeteilt [1]) und mir kürzlich eine den gleichen Gegenstand behandelnde, aber nicht veröffentlichte Abhandlung zur Verfügung gestellt. Bei der großen und im allgemeinen noch viel zu wenig gewürdigten Bedeutung dieser Frage für die Regelung der Tideflüsse erachte ich es für geboten, diese Abhandlung im folgenden zur Kenntnis der deutschen Fachgenossen zu bringen.

Theoretische Erwägungen und praktische Forschungen auf dem Wasserweg von Rotterdam nach See haben gezeigt, daß die große Beweglichkeit des feinen Sandes und Schlicks in den Teilen der Tideflüsse, in denen der Salzgehalt des Wassers innerhalb gewisser Grenzen sich ändert, hauptsächlich auf die Einwirkung des Salzgehaltes des Wassers auf dessen spezifisches Gewicht zurückzuführen ist. Das Vorhandensein von Wasser verschiedenen spezifischen Gewichtes in einer kurzen Flußstrecke und sogar in ein und demselben Querschnitt beeinflußt die Geschwindigkeitsverteilung in diesem und die Turbulenz der Wasserbewegung in den verschiedenen Entwicklungsstufen der Tide.

Abb. 1a. Abb. 1b. Abb. 1c.

——→ Richtung des ausströmenden Flußwassers.
– – → „ der im Seewasser gehobenen Strömungen bei Abwesenheit einer Küstenströmung.

Abb. 1a—1c. Strömungen vor der Mündung eines Tideflusses mit beträchtlicher Oberwassermenge.

Der Wasserweg von Rotterdam nach See eignet sich besonders für die Erforschung der daselbst auftretenden Bewegung der schwebend im Wasser enthaltenen oder längs der Bettsohle fortgeführten Sinkstoffe. Die kleinen Abmessungen des Tidebeckens und die geringe unterhalb Rotterdams nur 1,65 m betragende Flutgröße ermöglichen Peilungen in kurzen Abständen und erleichtern verschiedenartige Beobachtungen, während die verhältnismäßig große Oberwassermenge — Süßwasserzufluß — solche Erscheinungen scharf hervortreten läßt, die durch den Wechsel des Salzgehaltes des Wassers als einer Abhängigen von Ort und Zeit bedingt werden.

Die Bewegung der Sinkstoffe, die entweder schwebend davongetragen oder auf der Sohle fortgeführt werden, hängt selbstverständlich gänzlich von der Wasserbewegung ab, so daß letztere in erster Linie erforscht werden muß.

Wenn das spezifische Gewicht einer Wassermasse nicht in allen Punkten das gleiche ist, kann ein stabiles Gleichgewicht nur dann bestehen, wenn die durch alle Punkte gleicher Dichte gelegten Flächen in der Wage liegen. Die Dichte des Wassers nimmt mit dem Salzgehalte zu. Ist das spezifische Gewicht reinen Süßwassers gleich 1, dann darf das des Nordseewassers an der holländischen Küste gleich 1,025 angenommen werden. In einem Tidefluß nimmt das spezifische Gewicht des Wassers ab auf dem Wege von der Mündung nach stromaufwärts. Je größer die Oberwassermenge im Verhältnis zu der des Seewassers ist, das während der Flut durch die Mündung eintritt, um so näher der Mündung liegt der Punkt, wo nur Süßwasser vorkommt.

Wegen der größeren Dichte des Salz- oder Brackwassers nimmt der Salzgehalt vom Wasserspiegel nach der Sohle hin in dem Teile des Flusses zu, wo nicht nur Süßwasser vorkommt oder wo der Flußschlauch nicht nur mit Seewasser angefüllt ist. In solchen Flußstrecken liegen die Flächen gleicher Dichte nicht in der Wage, und obgleich das Wasser so zu fließen bestrebt ist, daß ein stabiles Gleichgewicht erreicht wird, kann sich ein solches nicht einstellen, weil der Oberlauf ständig Süßwasser liefert, während bei Flut salzhaltiges Seewasser einfließt und bei Ebbe Salz oder Brackwasser ausfließt. Am Ende der Elbströmung erreicht das spezifische Gewicht des Flußwassers in der Mündung seinen Kleinstwert. Ist die Oberwassermenge genügend groß, so ist der Unterschied zwischen dem mittleren spezifischen Gewicht des Flußwassers und dem des Seewassers so groß, daß das Flußwasser sich über dem schwereren Seewasser ausbreitet, sobald es nicht mehr durch Ufer oder Dämme seitlich begrenzt wird. Zur Wiederherstellung des Gleichgewichts dringt in die Mündung das Seewasser längs der Sohle ein, wodurch das Flußwasser emporgehoben wird. So bildet sich ein Oberflächengefälle von A nach B und D, Abb. 1, und da der Dichtenunterschied nahe der Oberfläche unwirksam ist, wird die Strömung so abgelenkt, daß das Flußwasser über dem Seewasser ausfließt, wie das die Abb. 1a bis c zeigen.

In der die Strömungen entgegengesetzter Richtung trennenden Schicht herrscht turbulente Bewegung, durch die Fluß- und Seewasser untereinander gemischt werden. Hierdurch wird die Wassermenge, die leichter als Seewasser ist, vergrößert, zugleich aber der Unterschied im mittleren spezifischen Gewicht zwischen dem leichteren Wasser und dem schwereren Seewasser vermindert, bis er zu einer zu vernachlässigenden Größe herabsinkt.

Mündet der Fluß in die offene See, dann macht sich besonders beim Vorhandensein einer Küstenströmung die Wirkung des Ausfließens des Flußwassers nur in der Oberfläche und in nur geringem Abstande von der Mündung bemerkbar.

Bei abnehmender Stärke der Ebbeströmung kann die emporhebende Macht des schwereren Seewassers so sehr anwachsen, daß es in die Mündung längs der Sohlen tiefer Rinnen eindringt, wo die Stärke der Ebbeströmung durch die Sohlenwiderstände geschwächt ist und die Einwirkung der größeren Dichte des Seewassers einen Größtwert aufweist. Deshalb

[1]) s. a. Hubert Engels, Handbuch des Wasserbaues, 2. Aufl., Seite 367, Leipzig 1921.

kentert die Strömung in der Mündung zuerst in den tiefen Rinnen nahe der Sohle.

In der Mündung des Wasserweges von Rotterdam nach See sind die Bedingungen für das Auftreten dieser Erscheinung außergewöhnlich günstig. Teils infolge natürlicher Umstände, teils infolge der Baggerung ist die Rinne in der Mündung sehr tief, während der mittlere Salzgehalt des Flußwassers am Ende der Ebbezeit sehr gering ist. Die Messung der Geschwindigkeit der Tideströmungen in verschiedenen Tiefen hat ergeben, daß in der Mündung nahe der Sohle das Kentern von Ebbe- auf Flutströmung 4 Stunden und mehr vor dem Kentern nahe der Oberfläche stattfindet. Zu der Zeit, in der die Strömung nahe der Sohle kentert, kann die Geschwindigkeit der Ebbeströmung je nach den Umständen 1 bis 2 m/s betragen. Daher ist in der Mündung der Dichtenunterschied an der Oberfläche und an der Sohle in der ersten Zeit der Flut sehr groß, während das Gefälle der Flächen gleicher Dichte örtlich auch sehr groß sein kann. Das piezometrische Gefälle wächst daher mit der Tiefe, so daß selbst nach dem Kentern an der Oberfläche die Geschwindigkeit der Strömung mit der Tiefe zunimmt, um nur nahe der Sohle unter der Einwirkung der hier auftretenden Widerstände abzunehmen.

Einige Zeit nach dem Kentern der Strömung ist nahe der Mündung der ganze Flußschlauch mit Wasser vom spezifischen Gewicht des Seewassers angefüllt. Alsdann kehrt die Verteilung der Geschwindigkeiten zu normalen Bedingungen zurück, d. h. die Geschwindigkeit hat in dem tiefsten Teile des Flusses an der Oberfläche ihren Größtwert und nimmt allmählich von dort nach der Tiefe und nach den Ufern hin ab. In einigem Abstande von der Mündung beginnt einige Zeit nach dem Kentern der Strömung die Dichte des Wassers schnell zuzunehmen, sobald die Flutströmung eine gewisse Geschwindigkeit erreicht hat.

Je größer der Abstand von der Mündung, desto länger dauert es, bis sich die Bedingungen einstellen, die in der Mündung in der ersten Entwicklungsstufe der Flut oder in der letzten der Ebbe vorhanden waren. Wenn diese Bedingungen mit der Zeit zusammenfallen, in der die mittlere Geschwindigkeit der Flutströmung einen Größtwert erreicht, dann bemerkt man keine Vergrößerung der Geschwindigkeit im Verhältnis zur Tiefe, ungeachtet des Einflusses des Dichtenunterschiedes des Wassers auf das piezometrische Gefälle bei verschiedenen Tiefen. Auf diesen scheinbaren Widerspruch wird später eingegangen werden. Dort, wo im größten Abstande von der Mündung der Salzgehalt des Wassers während der Flut zu einiger Bedeutung anwächst, werden die vorerwähnten Bedingungen nur am Ende der Ebbezeit mit dem Ergebnisse angetroffen, daß das Kentern der Strömung von Ebbe auf Flut normal vor sich geht, daß aber die Ebbeströmung an der Oberfläche etwas früher als an der Sohle einsetzt. Etwa 13 km oberhalb der Mündung des Wasserweges von Rotterdam nach See kentert die Ebbeströmung an der Oberfläche beinahe 2 h früher als an der Sohle. Infolge der größeren Strömungsgeschwindigkeit in einigem Abstande von der Sohle würde hier der Salzgehalt des Wassers in einem gegebenen Querschnitte schneller zunehmen als an der Sohle, wenn nicht das spezifische Gewicht des Wassers mit dem Salzgehalte wachsen würde. Das schwerere Wasser sinkt stets zu Boden, wobei es sich mit den tieferen Schichten leichteren Wassers mischt oder aber, wie noch dargelegt werden wird, diese Schichten seitwärts verdrängt. Deshalb ist die Sohlenströmung in den tiefen Rinnen während der Flutzeit außerordentlich turbulent und besonders in der Zeit, in welcher der Salzgehalt sich sehr rasch ändert.

Das Seewasser dringt während der Flut in den Fluß wie ein Keil ein, dessen Spitze nahe der Sohle im tiefsten Teile des Flußbettes liegt. Die Verteilung der Geschwindigkeiten in der Flußstrecke, in die das Seewasser eindringt, hat eine beträchtliche Mischung von See- und Brackwasser zur Folge, so daß der in jedem Flußquerschnitte erreichte größte Salzgehalt mit dem Abstande von der Mündung abnimmt, entsprechend der Abweichung von der normalen Verteilung der Geschwindigkeiten, einer Abweichung, die durch den Wechsel des piezometrischen Gefälles auf dem Wege vom Wasserspiegel bis zur Sohle hervorgerufen wird. Auch der Unterschied im Salzgehalt in den Flußquerschnitten beeinflußt die Wasserbewegung. Da, wie gezeigt, bei Flut zuerst das schwerere Salzwasser in die tiefsten Teile des Flusses eindringt, so biegen die in der Ebene des Flußquerschnittes liegenden Schnittlinien mit den Flächen gleicher Dichte nach oben aus. Da Gleichgewicht nur möglich ist, wenn diese Linien wagerecht sind, so versucht das Wasser durch die Art seiner Bewegung das Gleichgewicht wieder herzustellen, indem das schwerste Wasser längs der Sohle nach den Ufern fließt und hier das leichtere Wasser emporhebt. Diese Querströmungen folgen der Sohle, woselbst die Strömungsgeschwindigkeit in der Hauptrichtung am kleinsten ist, so daß hier die Strömung unter kleinerem Druck als in den Schichten größerer Geschwindigkeit abgelenkt wird. Die Hebung des Wassers an den Ufern ruft ein Gefälle von diesen nach der Mitte hervor, so daß das Wasser kleineren Salzgehaltes an der Oberfläche der Mitte zufließt, Abb. 2. Diese Wasserbewegung zeigt sich durch Kräuselungen dort, wo Wassermengen verschiedenen Salzgehaltes zusammentreffen, und diese Kräuselungen sind während der Flutzeit in der Strecke des Tideflusses kennzeichnend, wo das Wasser brackig ist.

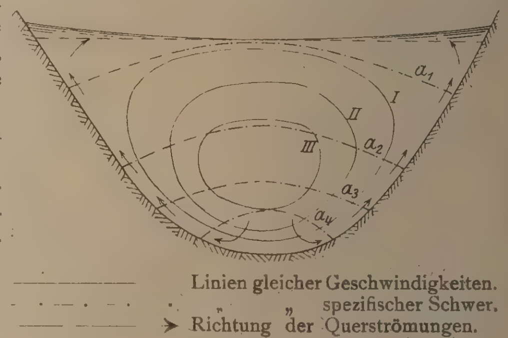



Abb. 2.

Vermöge dieser Bewegung und der Turbulenz an der Sohle wirkt die Flutströmung in dem Teile eines Tideflusses, in welchem der Salzgehalt innerhalb gewisser Grenzen schwankt, wie eine Hacke: Teilchen feinen Sandes und Schlicks werden von der Sohle gelöst und schwebend durch die Querströmungen längs der Sohle nach kleineren Tiefen hingeführt, bis ein mehr oder weniger gleichförmiger Salzgehalt erreicht oder bis die Stärke der Fluttide abgeschwächt ist.

Beim Kentern von Flut auf Ebbe erhalten die Flächen gleicher Dichte ihr Gefälle von der Mündung nach stromaufwärts wieder. Infolge dieses Gefälles wird in dem tieferen Teile des Flusses die Strömung verzögert und das Oberflächengefälle in dem Bestreben vergrößert, das Gleichgewicht wieder herzustellen, das durch das Vorhandensein von Gefälle in den Flächen gleicher Dichte gestört ist. Da der Dichtenunterschied an oder nahe der Oberfläche wirkungslos ist, so ist während der Ebbe die Strömung außerordentlich stark nahe der Oberfläche und verhältnismäßig schwach an der Sohle. Deshalb nimmt im ersten Augenblick der Salzgehalt in den tiefsten Teilen des Flusses, wo die größte Strömung herrscht, ab. Die Mischung von Wassermassen verschiedener Dichte hält an, da das schwerere Wasser durch das über ihm mit größerer Geschwindigkeit fließende leichtere Wasser mitgerissen wird. Das Gefälle der Flächen gleicher Dichte nimmt daher in einem gegebenen Querschnitt während der Ebbezeit allmählich ab, wie auch der Dichtenunterschied zwischen dem Wasser nahe der Oberfläche und nahe der Sohle. Eine andere Folge der Verteilung der Geschwindigkeit während der Ebbe besteht darin, daß die in der Ebene eines gegebenen Querschnittes liegenden Schnittlinien mit den Flächen gleicher Dichte nach unten ausbiegen. Dadurch ist aufs neue das Gleichgewicht in diesem Querschnitt gestört. Zu seiner Wiederherstellung fließt das schwerere Wasser von den Ufern nach der Mitte,

nunmehr aber nicht längs der Sohle, sondern über den Schichten größerer Dichte, Abb. 3. Zur Herbeiführung des Gleichgewichts in den unteren Schichten wird über dem tiefsten Teil des Flußbettes die Oberfläche gehoben, so daß ein Oberflächengefälle von diesen tiefsten Teilen nach den seichten Teilen und den Ufern entsteht. Dieses Gefälle erzeugt eine Oberflächenströmung von der Bettmitte nach den Ufern und seichten Stellen, so daß das Oberflächenwasser kleinen spezifischen Gewichtes das auf der Sohle nach der Mitte hin fließende schwerere Wasser ersetzt.




Abb. 3.

Da in einem gegebenen Querschnitt und Zeitpunkt während der Ebbe der Unterschied im Salzgehalt des Wassers nie so groß ist wie während der Flut, und da während der Ebbe der Salzgehalt niemals so schnell sich ändert wie während der Flut, so zeigen sich die während der Flutzeit auftretenden Kräuselungen des Wasserspiegels bei Ebbe sehr selten, und wenn sie auftreten, sind sie weniger ausgeprägt.

Während der Ebbe ist daher die Sohlenströmung nicht nur schwächer als bei normaler Geschwindigkeitsverteilung, sondern wird auch unter Beeinträchtigung der Räumungskraft in den Strecken ungleichen Salzgehaltes von der Sohle abgelenkt. Nur in den mehr oder weniger seichten Flußstrecken hebt die größere Oberflächengeschwindigkeit der Ebbeströmung den Einfluß des Unterschiedes im Salzgehalt auf, einen Einfluß, der nach der Tiefe hin abnimmt. Werden jedoch in seichten Flußstrecken feste Sinkstoffe in Bewegung gesetzt, dann führt das Bestreben des Wassers nach den größeren Tiefen hin zu fließen, jene Sinkstoffe durch die Wirkung der Flutströmung allmählich nach dem tiefsten Teil des Flußbettes wieder zurück.

Auf die schwebend im Wasser enthaltenen Sinkstoffe hat der Unterschied im Salzgehalt eine andere, fällende Wirkung.

In fließendem Wasser einheitlichen spezifischen Gewichts herrscht eine mehr oder minder turbulente Bewegung. Die einzige Kraft, welche den Austausch der Wasserteilchen hindert, ist die innere Reibung, während dieser Austausch durch die Unebenheit der Sohle und die Geschwindigkeitsunterschiede gefördert wird. Nimmt jedoch die Dichte des Wassers mehr oder minder regelmäßig vom Wasserspiegel nach der Sohle zu, dann wird durch den Austausch des Wassers zwischen Schichten verschiedener Tiefen das Gleichgewicht gestört, das schwerere Wasser sinkt wieder, das leichtere Wasser steigt wieder bis zu der Schicht, wo sich gleichdichtes Wasser befindet. So ist die Bewegung nur bis zu einem solchen Grade turbulent, daß sie mehr oder weniger wellenförmig wird. Die piezometrischen Gefälle, durch die im allgemeinen eine mittlere Strömungsgeschwindigkeit erzeugt wird, sind kleiner als in einem mit Wasser gleicher spezifischer Schwere angefüllten Fluß, aber die Räumungskraft dieser mittleren Geschwindigkeit und die Fähigkeit, Sinkstoffe schwebend zu erhalten, werden ebenfalls kleiner sein. Diese Wirkung des Unterschiedes im spezifischen Gewicht auf die Geschwindigkeiten, welche durch ein gegebenes piezometrisches Gefälle erzeugt werden, ist in jenem Teile des Flusses von Einfluß auf die Verteilung der Geschwindigkeiten, wo das größte Gefälle der Flächen gleicher Dichte in der Zeit auftritt, in welcher die Flutströmung ihre größte Geschwindigkeit erreicht. Zu dieser Zeit wächst das piezometrische Gefälle mit der Tiefe, so daß eine dementsprechende Geschwindigkeitszunahme erwartet werden darf.

Da in einigem Abstand von der Sohle die Geschwindigkeit größer ist als nahe der Sohle, so müßte dort auch der Salzgehalt schneller zunehmen, wenn das schwerere Wasser auf dem leichteren fließen könnte. Da solches unmöglich ist, so mischt sich das schwerere Wasser kräftig mit den unteren Schichten leichteren Wassers. Folglich ist zum Schaden der Geschwindigkeit die Strömung in diesen Schichten sehr turbulent und trotz der Vergrößerung des piezometrischen Gefälles nimmt die Strömungsgeschwindigkeit mit zunehmender Tiefe ab. Nur in der untersten Flußstrecke kann der Zuwachs an piezometrischem Gefälle mit zunehmender Tiefe zu groß sein, daß die Geschwindigkeit mit der Tiefe zunimmt.

Endlich beeinflußt die ungleiche Dichte die Wasserbewegung in Flußkrümmungen, bei der bekanntlich das an das einbiegende Hohlufer andrängende Wasser sich an der Uferwand abwärts bewegt und, an der Sohle angekommen, vom Ufer fort nach dem gegenüberliegenden Ufer fließt, wo es wieder auftauchend in die obere Querströmung abermals hineingezogen wird. Diese Bewegung wird bis zu einem gewissen Grade behindert, wenn nicht unmöglich gemacht, wenn die Dichte des Wassers in einem Querschnitt nicht gleichförmig ist. Jede

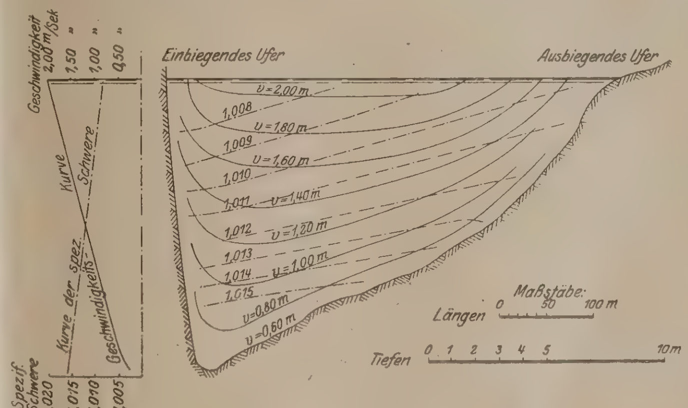



Abb. 4. Krümmungshalbmesser r = 6000 m.

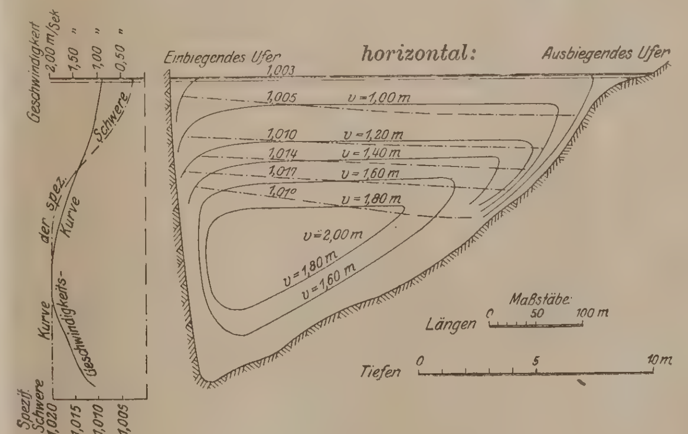



Abb. 5.

quer zur Hauptströmungsrichtung vor sich gehende Umwälzung des Wassers verändert die Querneigungen der Flächen gleicher Dichte. Schließlich nehmen diese Flächen in verschiedenen Tiefen Neigungen an, welche in jedem Punkte eines Querschnittes dem piezometrischen Gefälle entsprechen, das notwendig ist, um in diesem Punkte den Strömungsbahnen eine mit der Bettkrümmung übereinstimmende Krümmung zu geben. Die Abb. 4 und 5 zeigen ein Beispiel von einer Flußkrümmung des Wasserweges von Rotterdam nach See. Da das Fließen in dem Flusse nie ein stetiges ist, so treten örtliche Turbulenzen auf und die Räumungskraft an dem Hohlufer

verschwindet nie ganz, da nahe dem Ufer stets ein großer Geschwindigkeitsunterschied in den Schichten annähernd gleicher Dichte besteht. Anderseits kann die hier wirkende Räumungskraft nie so groß sein wie in einem Flusse, der mit Wasser gleicher Dichte angefüllt ist. Dieser Einfluß der verschiedenen Dichte auf den Abflußvorgang in Krümmungen stimmt natürlich mit dem allgemeinen Einflusse auf die Geschwindigkeitsverteilung in einem Tideflusse überein.

Aus unseren Darlegungen folgt, daß in dem Teile eines Tideflusses mit veränderlichem spezifischen Gewicht des Wassers diese Veränderlichkeit die Bewegung der festen Sinkstoffe in hohem Maße beeinflußt. Bei erheblicher Oberwassermenge im Verhältnis zu der zur Anfüllung des Tidebeckens erforderlichen Seewassermenge wird durch den von dem schwereren Seewasser ausgeübten Druck die Strömung während der Ebbezeit so geschwächt und während der Flutzeit so verstärkt, daß die in den tieferen Teilen des Flusses sich bewegenden Sinkstoffe anstatt nach See hinaus stromaufwärts geführt werden. Ist dann die Zufuhr von Sinkstoffen vom Flusse oder von der See her von einiger Bedeutung, dann ist verhältnismäßige Stabilität nur möglich, wenn die Mündung breit und seicht ist, d. h. wenn in ihr eine Barre liegt, über welcher die Tiefe so groß ist, daß das Übergewicht der Ebbeströmung über der Flutströmung auf dem Rücken der Barre die Stabilität zu sichern vermag. Leitdämme können die Barre seewärts verlegen und sie in einigen Fällen unter die Einwirkung der Küstenströmung bringen, die einer übermäßigen Verflachung vorbeugt. Je geringer die Oberwassermenge im Verhältnis zur Flutwassermenge ist, um so größer ist die Tiefe auf der Barre, da der Unterschied zwischen dem kleinsten Salzgehalt des Ebbewassers in der Mündung und demjenigen des Seewassers verhältnismäßig abnimmt und damit auch die Wirkung dieses Unterschiedes auf die Geschwindigkeitsverteilung.

Wie dargelegt, führt die Flutströmung die Sinkstoffe aus den tiefen Teilen des Flußbettes nach den Ufern oder seichten Teilen, während umgekehrt die Ebbeströmung die seichten Strecken auswäscht und bestrebt ist, die schwebenden Sinkstoffe nach den tiefen Rinnen zurückzubefördern. Die Wirkungen der Flut und Ebbe bekämpfen also einander in dem Teile eines Tideflusses, wo der Salzgehalt veränderlich ist. Wo die Form des Flußbettes örtliche Auswaschung fördert, wie längs der Hohlufer in Krümmungen, überwiegt die Wirkung der Flutströmung, indem diese eine mehr oder weniger tiefe Rinne auswäscht, die durch die Bank vor dem ausbiegenden Ufer seitlich begrenzt wird. In geraden Strecken überwiegt die Ebbeströmung den Einfluß der Querschnittsform; hier kommt es nicht zur Bildung hoher Bänke, zugleich ist aber auch in den tiefsten Stellen des Flusses die Tiefe verhältnismäßig klein.

Wegen der großen Menge der Sinkstoffe, welche in Strecken veränderlichen Salzgehaltes in Bewegung erhalten werden, ist die Wirkung periodischer Baggerungen eine beschränkte. Eine einigermaßen erhebliche Baggerung stört das natürliche Gleichgewicht zwischen der Tiefe und dem Arbeitsvermögen der Tideströmungen, und da beträchtliche Mengen fester Sinkstoffe während jeder Tide die gebaggerte Rinne durchwandern, so wird ein mehr oder weniger bedeutender Teil dieser Sinkstoffe in der gebaggerten Rinne sich ablagern, bis das Gleichgewicht wieder hergestellt ist. Kann die notwendige Schiffahrtstiefe örtlich nur durch Baggerung erreicht werden, dann muß die Baggerung in kurzen Zwischenräumen wiederholt, wenn nicht unausgesetzt bewirkt werden.

Umgekehrt kann in der Strecke des gleichen Flusses, die von Süßwasser durchströmt wird oder wo der Salzgehalt nur sehr klein bleibt, eine gebaggerte Rinne ihre Tiefe sehr lange behalten.

Sehr groß ist der Einfluß erheblichen Wechsels der Oberwassermenge. Bei hohem Oberwasser wird die Strecke mit noch zu beachtendem Salzgehalt kürzer, diese Brackwasser enthaltende Strecke wird unter gewöhnlichen Bedingungen ausgewaschen. In der unteren Strecke hingegen ist das Gefälle der Flächen gleicher Dichte größer als unter gewöhnlichen Bedingungen. Es ist deshalb die Ebbeströmung längs der Sohle der tiefen Rinnen außergewöhnlich schwach, wenn auch stärker als an der Oberfläche und in den seichten Teilen des Flußbettes. So wird die Ablagerung der aus dem Oberlauf eines Tideflusses ausgewaschenen Sinkstoffe in der stromabwärts anschließenden Flußstrecke begünstigt.

Bei niedrigem Oberwasser gewinnt die Flut an Stärke, das Brackwasser erstreckt sich weiter flußaufwärts, das Gefälle der Flächen gleicher Dichte wird kleiner, da das Wasser abnehmenden Salzgehaltes über eine größere Strecke verteilt ist. Mithin wird der verzögernde Einfluß dieses Gefälles auf die Geschwindigkeit der Ebbeströmung längs der Sohle ebenfalls kleiner, so daß die Sohlengeschwindigkeit größer und die Oberflächengeschwindigkeit kleiner ist als unter gewöhnlichen Bedingungen. Die mittlere Geschwindigkeit der Ebbeströmung wird kleiner, da die während der Ebbe abgeführte Wassermenge mit der Oberwassermenge abnimmt. Auch erstreckt sich der Einfluß des Gefälles der Flächen gleicher Dichte weiter flußaufwärts als unter gewöhnlichen Umständen, weil das Salz- oder Brackwasser weiter stromaufwärts gelangt. Somit werden bei niedrigem Oberwasser in der unteren Flußstrecke, wo die Einwirkung mittleren Oberwassers sich geltend macht, die Rinnen durch die Flutströmung ausgewaschen, welche die ausgewaschenen Sinkstoffe teils in die seichten Teile des Flußbettes, teils in die weiter stromaufwärts liegenden Rinnen führt. Die abgelagerten Sinkstoffe bleiben so lange liegen, solange das niedrige Oberwasser anhält.

Die Bedingungen des Wasserwegs von Rotterdam nach See stimmen mit den vorstehenden Darlegungen überein. Das Verhältnis zwischen Flut- und Oberwassermenge und die Abmessungen des Tidebeckens haben zur Folge, daß die beschriebenen Erscheinungen sehr ausgeprägt auftreten. Ohne fortwährende Baggerung in der Mündung würde die Tiefe der Fahrrinne für die Anforderungen der heutigen Schiffahrt ungenügend sein. Hier sind die Bedingungen für die Ablagerung der von den Tideströmungen herbeigeführten Sand- und Schlickmassen besonders günstig. In der Krümmung oberhalb der Mündungsstrecke wird eine genügend tiefe Fahrrinne hauptsächlich durch die Wirkung der Flutströmung aufrecht erhalten. In dieser Strecke nimmt der Salzgehalt in der ersten Zeit der Flut schnell zu, bis nahezu der Salzgehalt des Seewassers durchweg erreicht ist. Daher sind die für die Flutzeit während der Zunahme des Salzgehaltes kennzeichnenden Flutströmungen kräftig genug, um den feinen Sand und Schlick in beträchtlichen Mengen an die Oberfläche zu tragen. Auf diese Weise bildet sich eine mehr oder minder mit Schlick vermischte Sandbank bis herauf zum gewöhnlichen Hochwasserspiegel vor dem ausbiegenden Ufer (Abb. 6).

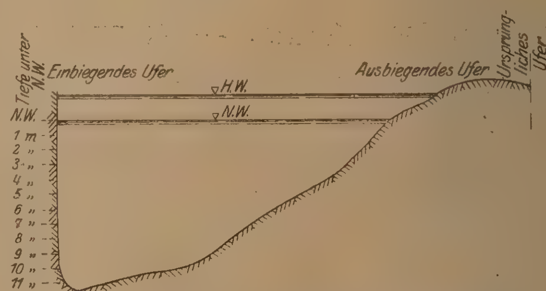



Abb. 6. Querschnitt 3 km oberhalb der Mündung.

Auf diese Krümmung folgt eine nahezu gerade Strecke, in der die Wirkung der Ebbeströmung größer ist als jene der Flutströmung, so daß sich Querschnitte fast gleichmäßiger Tiefe ausbilden. Um den Anforderungen der Schiffahrt zu genügen, wurde der Strom durch Unterwasserbuhnen an beiden Ufern eingeengt, wodurch eine hinreichende Tiefe erreicht wurde.

Oberhalb dieser geraden Strecke folgt eine Krümmung, die der unterhalb liegenden ähnlich ist. Bereits bei mittlerem Oberwasser ist hier der Salzgehalt nahezu gleichbleibend und sehr klein, so daß die Ebbe an der Tieferhaltung der Fahrrinne längs des einbiegenden Ufers mitwirkt. Während der Flut nimmt der Salzgehalt im oberen Teile des Querschnittes wesentlich langsamer zu als im unteren Teile. Es reichen deshalb die durch den zunehmenden Salzgehalt erzeugten Querströmungen nur dazu aus, die Sinkstoffe in genügender Menge bis an die Oberfläche emporzutragen. Demzufolge hat sich auch in dieser Krümmung vor dem ausbiegenden Ufer eine Bank gebildet, auf der aber sich eine gleichmäßige Tiefe von etwa 2 m unter N.W. erhält (Abb. 7).

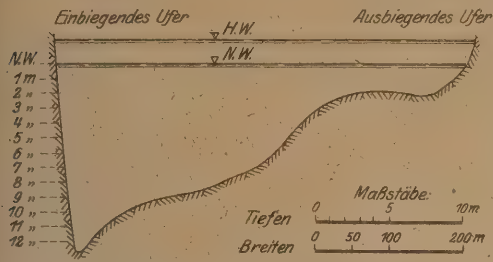


**Abb. 7.** Querschnitt 11 km oberhalb der Mündung.

Die Abb. 8 a bis d stellen schematisch die Lagen der Flächen gleicher Dichte im Längenschnitte des Flusses dar: 8 a bei Beginn, 8 b am Ende der Flut, 8 c etwa 3 h nach dem

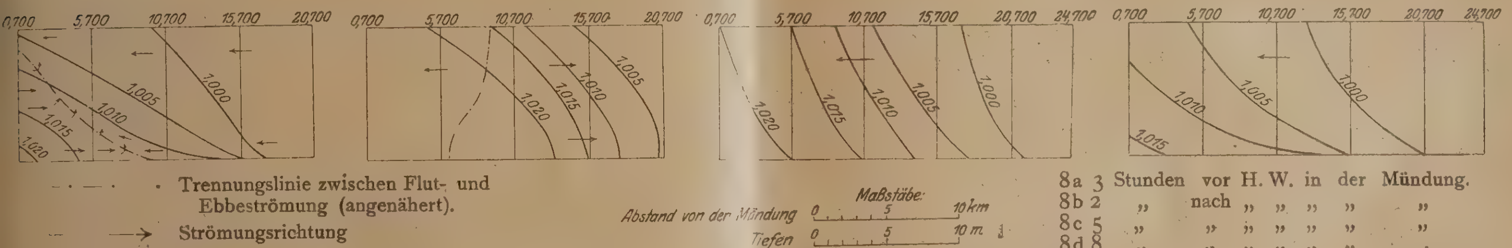


**Abb. 8a—d.** Lage der Flächen gleicher spezifischer Schwere längs der Achse des Wasserweges am 24. September 1907.

Kentern von Flut auf Ebbe und 8 d kurz vor Ende der Ebbe, gerade bevor in der Mündung die Flutströmung längs der Sohle einsetzt. Abb. 8 a zeigt in dem Teile des Flusses, wo die Flutströmung einige Zeit hindurch eingesetzt hat, den Einfluß des beträchtlichen Voreilens der Flut nahe der Sohle gegenüber dem an der Oberfläche: das Gefälle der Flächen gleicher Dichte ist an der Oberfläche sehr klein und wird nach der Sohle hin steiler. Ein Vergleich mit Abb. 8 b läßt erkennen, daß durch das eindringende schwerere Wasser das leichtere Wasser gehoben wird, also eine Mischung stattgefunden haben muß. In Abb. 8 b ist das mittlere Gefälle der Flächen gleicher Dichte größer als in Abb. 8 a, auch sind diese Flächen nach oben hin einander näher: das findet seine Erklärung durch eine verhältnismäßig stärkere Zunahme der Oberflächengeschwindigkeit gegenüber der Zunahme der Sohlengeschwindigkeit während der Flutzeit und durch die allmählich vor sich gehende Mischung von Wasser verschiedener Dichte. In Abb. 8 c setzt die Ebbeströmung etwa 3 h früher ein: infolge der großen Oberflächengeschwindigkeit während der Ebbetide und der fortgesetzten Mischung von Wasser verschiedener Dichte ist der Abstand zwischen den Flächen gleicher Dichte größer geworden. Dadurch wird der Einfluß des Unterschieds im Salzgehalt auf das piezometrische Gefälle ebenso wirksam vermindert wie durch eine Gefälleabnahme der Flächen gleicher Dichte. Abb. 8 d bringt den verzögernden Einfluß des Gefälles der Flächen gleicher Dichte auf die Sohlengeschwindigkeit deutlich zum Ausdruck.

Während nahe der Oberfläche die Flächen gleicher Dichte mit der mittleren Strömungsgeschwindigkeit fortschreiten, ist ihre Fortschreitungsgeschwindigkeit nahe der Sohle kleiner als diese. Diese Verschiedenheit zeigt, daß Wasser ungleichen Salzgehalts sich mischt und daß während der Flut das Wasser großer Dichte nicht nur stromaufwärts vorrückt, sondern auch auf der Sohle nach den Ufern fließt, während bei Ebbe das schwerere Wasser nach den tieferen Teilen des Flußbettes strömt und das leichtere Wasser an der Oberfläche nach den Ufern fließt.

Abb. 9 a zeigt die Flutkurve vom 9. April 1921 nahe der Mündung und die Kurven des wechselnden Salzgehaltes. Abb. 9 b zeigt die Vertikalgeschwindigkeitskurven in einem Punkte eines Krümmungsquerschnittes nahe der Mündung zu den in der Abbildung näher bezeichneten Tidezeiten. In ihr kommt der Unterschied in der Zeit zwischen dem Kentern von Ebbe auf Flut an der Sohle und in der Oberfläche deutlich zum Ausdruck. Die Abb. 10 a und 10 b bringen die gleichen Angaben wie die Abb. 9 a und 9 b in einer Flußkrümmung etwa 10 km oberhalb der Mündung. Zur Zeit dieser Beobachtungen war die Oberwassermenge außerordentlich klein.

In Übereinstimmung mit der Theorie sind die Folgen erheblicher Schwankungen der Oberwassermenge. Trotz der großen bei H. W. durch den Oberlauf herbeigeführten Sinkstoffmengen tritt bei H. W. keine Verschlechterung der Fahrrinne ein, es ist vielmehr eine gewisse bei hohem Oberwasser eintretende Auswaschung nachweisbar. Nur in der Mündung zwischen den Leitdämmen und unmittelbar oberhalb dieser findet während hohen Oberwassers eine übermäßige Sohlenerhöhung statt, so wie es nach den obigen Darlegungen zu erwarten war. Bei außergewöhnlich niedrigem Oberwasser erfährt im Unterlauf die Fahrrinne eine beträchtliche Verbesserung durch die größere Räumungskraft des Flutstroms. Weiter aufwärts, wo die Tiefe durch die vereinigte Wirkung der Flut- und Ebbeströmung unter gewöhnlichen Bedingungen erhalten bleibt, tritt bei sehr kleinem Oberwasser eine Verflachung ein, so daß mehr oder weniger unausgesetzte Baggerungen notwendig sind. Periodische Peilungen haben ergeben, daß trotz der Tiefenabnahme große Mengen feinen Sandes und Schlicks zu Zeiten außergewöhnlich kleiner Oberwassermengen nach See hinaus befördert werden. Mithin ist die Abnahme des Gefälles der Flächen gleicher Dichte von größerem Einfluß auf die Wirkung der Tideströmungen als die Zunahme der mittleren Geschwindigkeit des Flutstroms und deren Abnahme des Ebbestroms.

In Übereinstimmung mit der Theorie lagert sich in Zeiten niedrigen Oberwassers Sand und Schlick in den seichten Teilen des Flußbetts ab. So nahm die mittlere Tiefe in dem seichten Teil der Flußkrümmung, von der in Abb. 7 ein Querschnitt gegeben ist, die Jahre hindurch unverändert geblieben war, während des vom Winter 1920 bis zum Herbst 1921 andauernden niedrigen Oberwassers um fast 0,3 m ab.

Sehr bemerkenswert ist der Einfluß der wechselnden Oberwassermenge auf die Bewegung der wahrscheinlich infolge des Salzgehalts des Seewassers zusammengeballten großen Schlickmassen, die sich nie in dem Flußbett selbst dauernd ablagern. Dieser Schlick wird besonders durch turbulente Strömungen leicht in Bewegung gesetzt. Je größer die Turbulenz, desto größer sind die Schlickmengen, die schwebend erhalten werden. Nun erzeugt, wie dargelegt, der Salzgehalt während der Flut besonders starke Turbulenz an der Sohle und während der Ebbe besonders schwache Turbulenz an allen anderen Stellen des Stromschlauchs. Daher bedecken in dem brackigen Gebiet des Flusses solche Sinkstoffe, welche zu grob sind, um in einer

turbulenten Strömung schwebend erhalten zu werden, aber sich schnell in ruhigem Wasser oder bei schwacher turbulenter Strömung niederschlagen, während der Flut eine größere Strecke als während der Ebbe.

Während der Flut bewegen sich die Schlickteilchen in dem turbulenten Wasser und erreichen dabei einen größeren

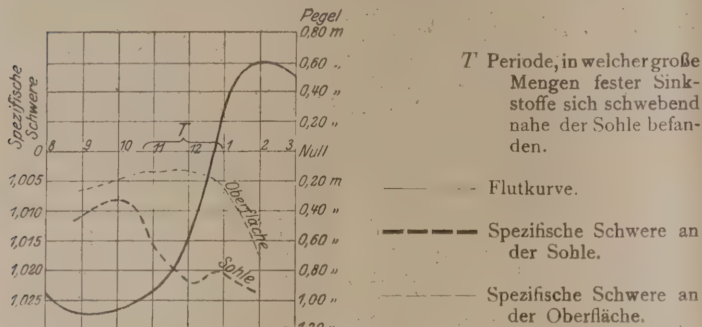



Abb. 9a.

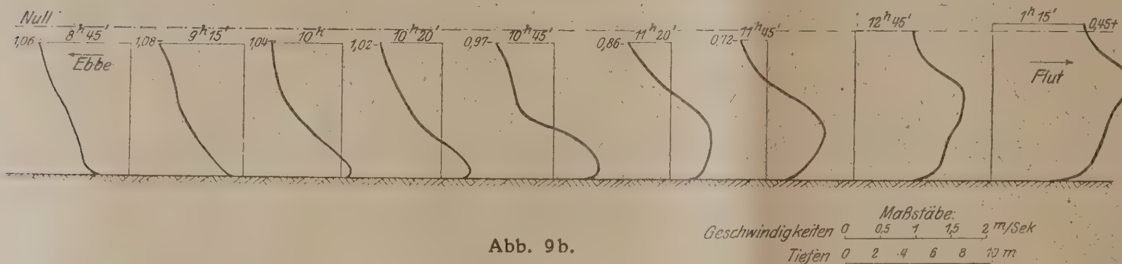



Abb. 9b.

Abstand von der Sohle als während der Ebbe, wenn die Strömung an der Sohle nur schwach turbulent und die Strömungsgeschwindigkeit sehr klein ist. Dieser Einfluß der Strömung auf die Bewegung der schwebenden Sinkstoffe beschränkt sich auf die mit Brackwasser angefüllte Flußstrecke, so daß in dem oberen Teil dieser Strecke die Sinkstoffe sich anhäufen. Es finden sich folglich zu Zeiten lange andauernden niedrigen Oberwassers große Mengen sich leicht ablagernden Schlicks

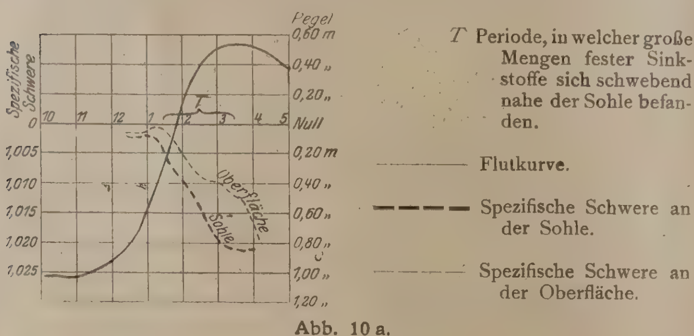



Abb. 10a.

in solchen Flußstrecken, in denen bei mittlerem Oberwasser kein gleichartiger Schlick angetroffen wird, wenn daselbst nur Süßwasser vorkommt. Der Unterlauf der Tideflüsse ist hingegen während solcher Zeiten sonderbarerweise frei von Schlickteilchen dieser Art, da die Zuführung aus dem Oberlauf von sehr feinkörnigen Sinkstoffen, welche in Wasser von einigem Salzgehalt sich zusammenballen, sehr klein ist. Insofern aber diese Sinkstoffe nach ihrem Zusammenballen im Fluß verbleiben, werden sie stromaufwärts befördert.

Der Einfluß des wechselnden Salzgehalts auf die Räumungskraft der Strömung im Wasserwege geht auch aus der Tatsache hervor, daß in der Flußstrecke, in welcher der Salzgehalt zwischen nicht zu engen Grenzen wechselt, die Fläche der Querschnitte praktisch konstant ist und sogar nicht unbeträchtlich in der untersten Krümmung oberhalb der Mündung abnimmt (vgl. Abb. 6).

Da die Tideströmung im umgekehrten Verhältnis zum Abstand von der Mündung zunimmt, so wachsen die mittleren Geschwindigkeiten der Flut- und Ebbeströmung nach der Mündung hin. In der Nähe der Mündung, wo der Salzgehalt des Wassers zwischen den weitesten Grenzen wechselt, ist die größte Geschwindigkeit erforderlich, um die Ablagerung der Sinkstoffe zu verhindern.

Ungeachtet der großen Mengen fester Sinkstoffe, die im Unterlauf des Wasserweges in ständiger Bewegung sind, und der großen Tiefe in der Fahrrinne, ist der Flußschlauch sehr beständig mit Ausnahme einer kurzen Strecke nahe der Mündung und der Mündung selbst. Hier genügt aber die Arbeit zweier Saugbagger von einer jährlichen Gesamtleistung von etwa 1 Million m³.

Sehr lästig ist aber der Einfluß wechselnden Salzgehalts auf die Tiefen in den Häfen am Flusse. Am Ende der Ebbezeit werden Fluß und Hafen längs der Sohle mit Wasser angefüllt, welches versucht, das leichtere Hafenwasser emporzuheben, bis die Stabilität erreicht ist. Vorher hat sich aber ein Wasserspiegelgefälle nach dem Flusse hin gebildet. Dieser Austausch schweren Fluß- und leichten Hafenwassers hält so lange an, bis der größte Salzgehalt im Flußwasser erreicht ist. Ein Gleiches geschieht in umgekehrter Richtung während der Abnahme des Salzgehalts des Flußwassers. Auf diese Weise beträgt der Umlauf des Wassers im Hafen das Vielfache des Umlaufs, der für die Füllung und Entleerung des Tidebeckens des Hafens erforderlich wäre. Da alles in den Hafen einfließende Wasser praktisch zu einem Stillstand kommt, bevor es in den Fluß zurückfließt, so lagern sich die durch das einfließende Wasser mitgeführten festen Sinkstoffe im Hafen ab. Diese Zufuhr von Sinkstoffen längs der Sohle in den Hafen ist besonders groß während der Zeit zunehmenden Salzgehalts im Flusse, wenn die Flutströmung große Mengen feinen Sandes und Schlicks von der Flußsohle fortführt und sie vor den Ufern ablagert. In Übereinstimmung mit der Fortführung des Schlicks stromaufwärts zu den Zeiten niedrigen Oberwassers lagern sich auch zu diesen Zeiten große Schlickmengen in Häfen ab, die bei mittlerem Oberwasser frei von Aufschlickung sind, während gleichzeitig die Aufschlickung der Häfen nahe der Mündung kleiner ist als unter gewöhnlichen Umständen.

H. Engels.

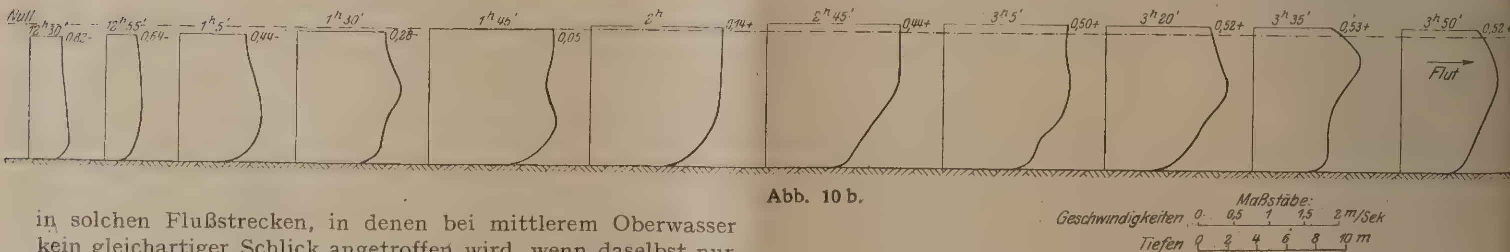



Abb. 10b.

# DER GERADE STAB MIT RECHTECKQUERSCHNITT ALS EBENES PROBLEM.

*Von Dr.-Ing. Friedrich Bleich, Wien.*

(Schluß von Seite 308.)

### 7. Berechnung der Bolzen in Bolzengelenken.

Es ist leider nicht möglich, auf Grund des derzeitigen Standes der Elastizitätstheorie die Spannungsverhältnisse in einem Stab mit Kreisquerschnitt, falls auf ihn die Naviersche Biegungstheorie nicht mehr anwendbar ist, zu berechnen. Es bleibt daher, um ein beiläufiges Bild über die Größe der auftretenden Beanspruchungen zu erhalten, nichts anderes übrig, als sich den kreisförmigen Bolzen durch einen quadratischen von gleicher Tragfähigkeit ersetzt zu denken und zu prüfen, in welchem Zusammenhang die nach der Elastizitätstheorie ermittelten Spannungen mit den nach der technischen Biegungstheorie errechneten Beanspruchungen stehen. Der Schluß ist wohl nicht unberechtigt, daß das Verhältnis der Beanspruchungen, die nach der gebräuchlichen Rechnungsweise und nach der strengen Theorie ermittelt wurden, in beiden Fällen beiläufig das gleiche sein wird.

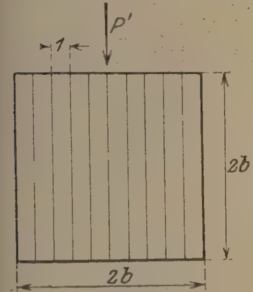


Abb. 16.

Wir denken uns den quadratischen Stab in Streifen von der Breite 1 zerlegt, Abb. 16, so daß, wenn P' die örtliche Gesamtlast ist, $P = \frac{P'}{2b}$ den auf den Streifen von der Breite 1 entfallenden Anteil bedeutet. Ein solcher Streifen stellt dann eine Scheibe dar, auf die die oben abgeleiteten Gleichungen angewendet werden können.

Wir behandeln zunächst den in Abb. 17 dargestellten Belastungsfall, wobei wir annehmen, daß der Bolzen lang im Vergleich zur Belastungsbreite c ist. Die Größtspannungen werden im Bereiche der Belastung auftreten. In den Fällen, wo b groß gegen c ist, ist die Naviersche Biegungstheorie nicht mehr anwendbar. Uns interessieren hier in erster Linie die Spannungen $\sigma_x$ in der Längsrichtung des Bolzens und die Schubspannungen $\tau$. Von den Spannungen $\sigma_y$ wissen wir von Haus aus, daß sie ihren größten Wert an den Lastangriffsstellen, also am oberen oder unteren Rand erreichen, wo sie gleich dem Lastdruck (Leibungsdruck) sind.

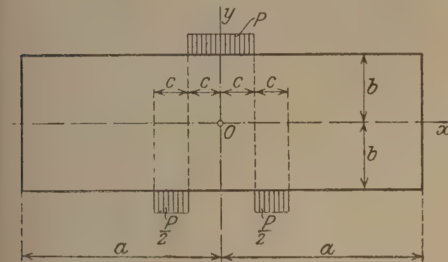


Abb. 17.

a) Die Längsspannungen $\sigma_x$.

Aus der Tafel S. 306, Fall 1 und 2 entnimmt man für die Beiwerte A und B folgende Formeln:

$$A_0 = -\frac{P}{2a} \quad \text{und} \quad A_\nu = -\frac{P}{\pi c}\,\frac{1}{\nu}\,\sin \nu \frac{\pi c}{a},$$

$$B_0 = -\frac{P}{2a} \quad \text{und} \quad B_\nu = -\frac{P}{\pi c}\,\frac{1}{\nu}\left[\sin 2\nu \frac{\pi c}{a} - \sin \nu \frac{\pi c}{a}\right],$$

wenn man beachtet, daß bei den Koeffizienten B statt P der Wert $\frac{P}{2}$ zu setzen und $l = c$ ist, während bei den Beiwerten A, $l = \frac{3}{2}c$ und $2\varepsilon = c$ einzuführen ist.

Man erhält damit:

$$A_\nu + B_\nu = -\frac{P}{\pi c}\,\frac{1}{\nu}\,\sin 2\nu \frac{\pi c}{a}$$

und

$$A_\nu - B_\nu = -\frac{P}{\pi c}\,\frac{1}{\nu}\left[2\sin \nu \frac{\pi c}{a} - \sin 2\nu \frac{\pi c}{a}\right].$$

Wir begnügen uns mit der Ermittlung der Spannungen in den beiden Randpunkten $x = 0$, $y = +b$ und $x = 0$, $y = -b$. Aus den Gl. (13) und (8) erhält man:

$$\sigma_x^{+b} = -\frac{3}{2b^2}\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{\cos\nu\pi}{\alpha^2} + \sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu + B_\nu)\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b - \alpha b\,\mathfrak{Cof}^2\alpha b + \alpha b\,\mathfrak{Sin}^2\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b} + \sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b - \alpha b\,\mathfrak{Sin}^2\alpha b + \alpha b\,\mathfrak{Cof}^2\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}$$

und

$$\sigma_x^{-b} = \frac{3}{2b^2}\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{\cos\nu\pi}{\alpha^2} + \sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu + B_\nu)\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b - \alpha b\,\mathfrak{Cof}^2\alpha b + \alpha b\,\mathfrak{Sin}^2\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b} + \sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{-\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b + \alpha b\,\mathfrak{Sin}^2\alpha b - \alpha b\,\mathfrak{Cof}^2\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}.$$

Die Gleichungen vereinfachen sich zu:

$$\sigma_x^{+b} = -\frac{3}{2b^2}\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{\cos\nu\pi}{\alpha^2} + \frac{1}{2}\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu + B_\nu)\frac{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b} + \frac{1}{2}\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b},$$

$$\sigma_x^{-b} = \frac{3}{2b^2}\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{\cos\nu\pi}{\alpha^2} + \frac{1}{2}\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu + B_\nu)\frac{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b} - \frac{1}{2}\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}.$$

Die Ausführung der Multiplikation hinter den Summenzeichen liefert schließlich die Formeln:

$$\left.\begin{aligned}
\sigma_x^{+b} &= -\frac{3}{2b^2}\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{\cos\nu\pi}{\alpha^2} + \sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{A_\nu(\mathfrak{Sin}^2 2\alpha b + 4\alpha^2 b^2) - 4B_\nu\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,2\alpha b}{\mathfrak{Sin}^2 2\alpha b - 4\alpha^2 b^2}\\
\sigma_x^{-b} &= +\frac{3}{2b^2}\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{\cos\nu\pi}{\alpha^2} + \sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{-4A_\nu\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + B_\nu(\mathfrak{Sin}^2 2\alpha b + 4\alpha^2 b^2)}{\mathfrak{Sin}^2 2\alpha b - 4\alpha^2 b^2}.
\end{aligned}\right\} \quad (19$$

Die ersten Summenglieder in beiden Gleichungen können unmittelbar ausgewertet werden. Es ist:

$$\frac{3}{2b^2}\sum_{\nu=1}^{\infty}(A_\nu - B_\nu)\frac{\cos\nu\pi}{\alpha^2}$$

$$= \frac{3}{2}\frac{Pa^2}{\pi^3 b^2 c}\sum_{\nu=1}^{\infty}\left[2\sin\nu\frac{\pi c}{a} - \sin 2\nu\frac{\pi c}{a}\right]\frac{\cos\nu\pi}{\nu^3}$$

$$= \frac{3}{2}\frac{Pa^2}{\pi^3 b^2 c}\left[2\sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{1}{\nu^3}\sin\nu\frac{\pi c}{a}\cos\nu\pi - \sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{1}{\nu^3}\sin 2\nu\frac{\pi c}{a}\cos\nu\pi\right].$$

Nun ist:

$$\sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{1}{\nu^3}\sin\nu\pi\frac{c}{a}\cos\nu\pi = \frac{\pi^3 c}{12a}\left(\frac{c^2}{a^2} - 1\right)$$

$$\sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{1}{\nu^3}\sin 2\nu\pi\frac{c}{a}\cos\nu\pi = \frac{2\pi^3 c}{12a}\left(\frac{4c^2}{a^2} - 1\right)$$

somit

$$\frac{3}{2b^2}\sum(A_\nu - B_\nu)\frac{\cos\nu\pi}{a^2} = -\frac{3}{2}\frac{Pa^2}{\pi^3 b^2 c}\cdot\frac{1}{2}\frac{\pi^3 c^3}{a^3} = -\frac{3}{4}\frac{Pc^2}{b^2 a}. \quad (19a)$$

Die zweiten Summen lassen sich leider in allgemeiner Form nicht auswerten, doch stellen sie ziemlich rasch konvergierende Reihen vor, die eine verhältnismäßig einfache rechnerische Ermittlung von $\sigma_x$ ermöglichen. Ich habe für eine Reihe von Wertverhältnissen $\frac{b}{c}$ und für $a = 2\pi b$, also für einen etwa 6-mal so langen als hohen Bolzen — die Länge a ist bei diesen Verhältnissen nahezu ohne Einfluß auf die Spannung im Lastbereiche —, die Randspannungen $\sigma_x^{\pm b}$ berechnet und das Ergebnis in der Abb. 18 zusammengestellt. In dieser Abbildung sind zum Vergleich auch die Spannungen nach der Navierschen Biegungstheorie eingetragen.

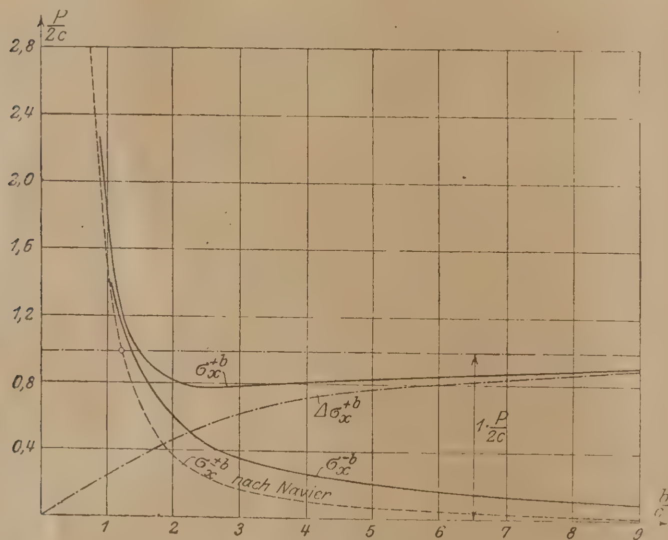


Abb. 18.

Die Unterschiede sind in die Augen springend. Während nach Navier am oberen und unteren Rande numerisch gleiche Spannungen auftreten, ergeben sich in Wirklichkeit für oberen und unteren Rand zahlenmäßig verschiedene Spannungswerte (oben Druck, unten Zug), die insbesondere am oberen Rand, bei größerem $\frac{b}{c}$ um ein Vielfaches von den nach Navier berechneten Werten abweichen. Während mit abnehmendem c, wenn also die Lasten immer dichter zusammenrücken, das Moment und bei gleichbleibender Höhe 2 b des Bolzens die Biegungsspannungen nach der üblichen Berechnungsweise immer mehr abnehmen, erreicht die Spannung am oberen Rande etwa bei $\frac{b}{c} = 2{,}5$ einen Kleinstwert, der aber schon etwa 3mal so groß ist als der diesem Verhältnis entsprechende Wert nach Navier, um von da an langsam zu steigen. Sie nähert sich asymptotisch dem Grenzwert $\frac{P}{2c}$, dem Leibungsdruck. Die Zugspannung am unteren Rande folgt etwas besser der Navierschen Spannungslinie, doch auch sie ist bei größeren Verhältnissen $\frac{b}{c}$ ein Mehrfaches des Navierschen Spannungswertes.

Eine Erklärung für die Tatsache, daß die Randspannungen so hohe Werte erreichen, liegt in dem Umstande, daß bei großer Höhe des Bolzens (im Vergleich zur Belastungsbreite) nur die an dem oberen und unteren Rand liegenden Längsfasern sich an der Aufnahme des Biegungsmomentes beteiligen, während die inneren Teile des Bolzens nahezu spannungslos sind. Dies geht aus der Verteilung der Längsspannungen $\sigma_x$ im Querschnitt hervor. Siehe die Abb. 19. Die Spannungsverteilung über dem Querschnitt ist eine ganz andere als nach der Navierschen Hypothese. Nur die Gleichgewichtbedingungen, daß die Summe der Spannungen über dem Querschnitt Null ist, und daß sie in ihrer Gesamtheit ein dem äußeren Angriffsmoment gleiches Moment liefern, sind erfüllt.

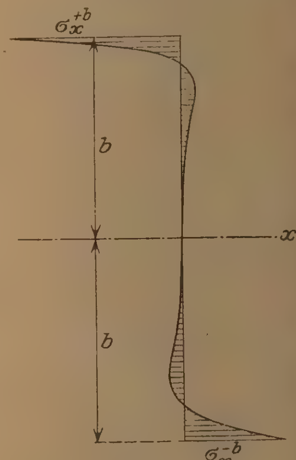


Abb. 19

Da außerhalb des Geltungsbereiches der Navierschen Hypothese die Spannungen in den unterhalb der Last liegenden Längsfasern ihre Größtwerte erreichen, so wird die Bemessungsregel für Bolzen von diesen Spannungen ausgehen müssen.

In der Abb. 18 ist deshalb auch die Differenz zwischen den nach Navier berechneten Spannungen und den Spannungen $\sigma_x^{+b}$ durch die mit $\Delta\sigma_x^{+b}$ bezeichnete strichpunktierte Linie dargestellt.

Diese Linie läßt sich genau genug durch

$$\Delta\sigma_x^{+b} = \frac{P}{3c}\operatorname{arctg} 0{,}42\frac{b}{c}$$

darstellen, so daß die Gesamtspannung durch

$$\sigma_{x\,max} = \frac{M}{W} + \frac{2}{3}p \operatorname{arctg} 0{,}42\frac{b}{c} \quad (20$$

gegeben ist. Hierin ist $\frac{M}{W}$ die wie üblich berechnete Biegungsspannung, als Quotient aus Biegungs- und Widerstandsmoment, und $p = \frac{P}{2c}$ der Leibungsdruck.

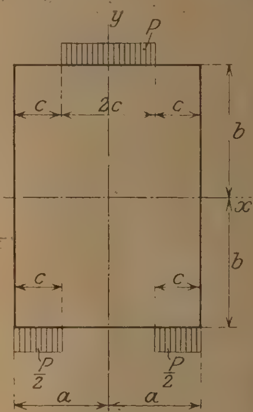


Abb. 20

Da die Spannungen außerhalb des Lastbereiches sehr rasch gegen Null abklingen, so beeinflussen sich mehrere nebeneinander befindliche Lastgruppen, die für sich im Gleichgewicht sind, nur unwesentlich. Die abgeleiteten Regeln gelten sonach auch dann, wenn der Bolzen durch eine Reihe von Gleichgewichtsgruppen, nach Art der in Abb. 17 dargestellten, belastet ist. Es ist nur noch die Frage zu entscheiden, ob auch die oben aufgestellten Berechnungsregeln in Geltung bleiben, wenn der Bolzen nicht viel breiter als eine Belastungsgruppe ist, oder wenn eine solche Lastgruppe sehr nahe an das Ende eines langen Bolzens rückt, zwei Fälle, die häufig genug vorkommen können. Die Frage läßt sich, wie wir gleich sehen werden, bejahen. Wir betrachten zu dem

Zweck den in Abb. 20 dargestellten Fall. Die Länge des Bolzens sei $2a = 4c$. Da es uns nur darauf ankommt, festzustellen, ob die obere Grenze für die Randspannung $\sigma_x$ bei wachsendem Verhältnis $\frac{b}{c}$ mit dem früher bestimmten Grenzwert $\frac{P}{2c}$ übereinstimmt, so vereinfachen wir den Rechnungsgang dadurch, daß wir $\frac{b}{c}$ und somit $\frac{b}{a}$ gegen $\infty$ konvergieren lassen, wodurch der gesuchte Grenzwert unmittelbar gefunden wird.

Für den in Abb. 20 veranschaulichten Belastungsfall findet man aus der Tafel auf S. 306:

$$A_\nu + B_\nu = 0\,, \qquad A_\nu - B_\nu = -\frac{2P}{\pi c}\sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{1}{\nu}\sin\nu\frac{\pi}{2},$$

sonach $\sigma_x'$ nach Gl. (8) für $y = +b$, nach einfacher Umformung:

$$\sigma_{x\,max} = -\frac{P}{\pi c}\sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b}\,\frac{1}{\nu}\sin\frac{\nu\pi}{2}\cos\alpha x.$$

Wenn $\frac{b}{a}$ groß ist, so ist auch $2\alpha b = 2\nu\pi\frac{b}{a}$ eine große Zahl und man kann mit wachsendem $\alpha$, $2\alpha b$ gegen $\mathfrak{Sin}\,2\alpha b$ vernachlässigen. Man erhält dann:

$$\sigma_x' = -\frac{P}{\pi c}\sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{1}{\nu}\sin\nu\frac{\pi}{2}\cos\alpha x;$$

für $x = 0$ wird:

$$\sigma'^{\,max}_{x=0} = -\frac{P}{\pi c}\left(\frac{1}{1} - \frac{1}{3} + \frac{1}{5} - \dots\right) = -\frac{P}{\pi c}\,\frac{\pi}{4} = -\frac{P}{4c}.$$

Um den richtigen Wert von $\sigma_x$ zu finden, muß noch die Zusatzspannung $\sigma_x''$ gemäß Gl. (14) hinzugefügt werden. Man findet sie aus der obigen Gleichung für $\sigma_x$, wenn man $x = a$ setzt, somit:

$$\sigma''_{x\,max} = \sigma'_{x=a} = -\frac{P}{\pi c}\left(-\frac{1}{1} + \frac{1}{3} - \frac{1}{5} + \dots\right) = \frac{P}{\pi c}\,\frac{\pi}{4} = \frac{P}{4c}.$$

Damit gelangt man schließlich zu

$$\sigma_{x\,max} = \sigma_x' - \sigma_x'' = -\frac{P}{2c}$$

d. i. aber der oben bereits festgestellte Grenzwert. Die angegebenen Berechnungsregeln gelten sonach ganz allgemein für Gleichgewichtsgruppen nach Art der in Abb. 17 dargestellten.

Mit dem in vorangehendem Rechnungsgange erörterten Beispiele sind aber keineswegs alle Belastungsmöglichkeiten bei Bolzenverbindungen erschöpft. Häufig rücken die, einer Gleichgewichtsgruppe angehörenden Lasten stark auseinander, Abb. 21. Auch in solchen Fällen gilt mit praktisch ausreichender Genauigkeit das oben in Gl. (20) angegebene Gesetz für die Größtspannung $\sigma_{x\,max}$. Ich habe einige Fälle der in Abb. 21 veranschaulichten Art des Lastangriffes untersucht und für die Differenz zwischen der Randspannung nach Navier und der tatsächlichen Längsspannung am oberen Rand die in Abb. 22 dargestellten Linien gefunden. Zur Ergänzung ist auch die entsprechende Linie der $\varDelta\sigma_x^{+b}$ aus Abb. 18 eingetragen, die dem Verhältnis $\frac{l}{c} = 1{,}5$ entspricht. Sämtliche Linien lassen sich durch die in Gl. (20) benutzte cyklometrische

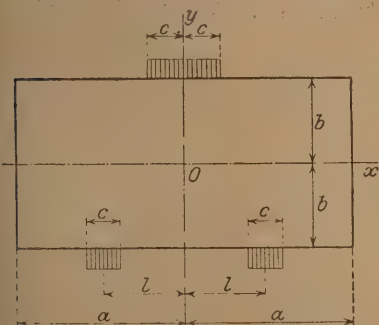


Abb. 21.

Funktion darstellen, und zwar in der Form:

$$\varDelta\sigma_x = \frac{P}{3c}\,\mathrm{arctg}\,0{,}42\,\frac{b}{l}\cdot\frac{l}{c} = \frac{2}{3}\,p\,\mathrm{arctg}\,0{,}42\,\frac{b}{c}.$$

Das Ergebnis ist von $l$ vollständig unabhängig, Gleichung (20)

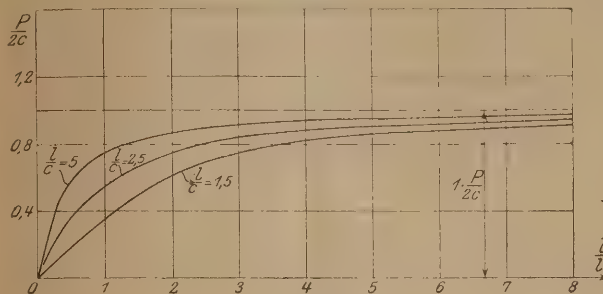


Abb. 22.

gilt sonach allgemein. Die Zusatzspannung zur Navierschen Biegungsspannung ist in erster Annäherung, und diese genügt uns hier, nur von der Größe des Leibungsdruckes $p = \frac{P}{2c}$ abhängig.

b) Die Schubspannungen $\tau$.

Die Ermittlung der Schubspannungen $\tau$ läßt sich in allen möglichen, hier in Betracht kommenden Belastungsfällen mit ausreichender Genauigkeit auf den in Abb. 23a dargestellten Belastungsfall zurückführen. Der Einfluß der an den Enden zwecks Herbeiführung des Gleichgewichtes hinzugefügten Kräfte $\pm\frac{Pl}{a}$ auf die Schubspannungen im gefährlichen Querschnitt $x = 0$ ist bei längerem Bolzen äußerst gering und kann hier außer Ansatz bleiben. Auch die Belastungsbreite c ist von geringem Belang, weshalb wir zur Vereinfachung der Aufgabe mit Einzellasten P und $-P$ rechnen wollen (Abb. 23b).

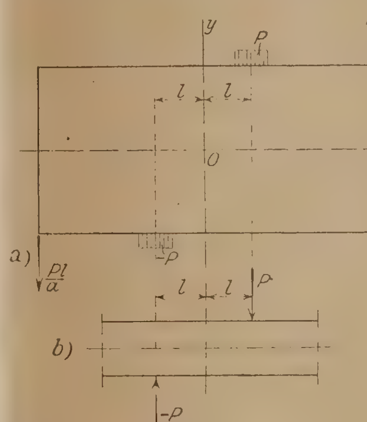


Abb. 23.

Es ist jetzt:

$$A_\nu = B_\nu = -\frac{P}{a}\cos\nu\pi\,\frac{l}{a} = -\frac{P}{a}\cos\alpha l$$

$$A_\nu' = B_\nu' = -\frac{P}{a}\sin\nu\pi\,\frac{l}{a} = -\frac{P}{a}\sin\alpha l$$

und somit $\tau$ nach den Gl. (8) und (11) für $x = 0$:

$$\tau = -\frac{2P}{a}\left\{\sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{\alpha y\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y - \alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b + 2\alpha b}\cos\alpha l\right.$$
$$\left.+\sum_{\nu=1}^{\infty}\frac{\alpha y\,\mathfrak{Cof}\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha y - \alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Cof}\,\alpha y}{\mathfrak{Sin}\,2\alpha b - 2\alpha b}\sin\alpha l\right\}.$$

Die Auswertung dieser Reihe ist erst nach einiger Umformung möglich. Ich vermeide es Raummangels halber näher darauf einzugehen und teile nur das Ergebnis der Berechnung von $\tau$ für den Querschnitt $x = 0$ für verschiedene Verhältnisse $\frac{l}{b}$ mit.

In der Abb. 24 ist die Verteilung der Spannungen $\tau$ über dem Querschnitt dargestellt[1]). Für $l/b = \infty$, dort wo also der örtliche Einfluß der Belastung verschwindet, stimmt

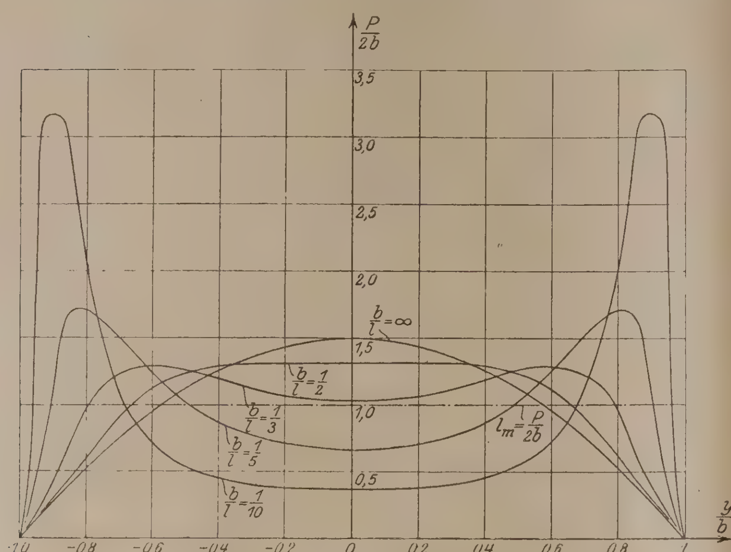



Abb. 24.

die $\tau$-Linie mit der nach Navier erhaltenen Parabel überein. Mit abnehmendem Verhältnis $\frac{l}{b}$ werden die Spannungen in der Mitte immer kleiner, um ihren Maximalwert immer näher dem Rande in einem Abstande, der beilaufig gleich l ist, zu erreichen. Bei kleinem Verhältnis $\frac{l}{b}$ ist also die Verteilung der Schubspannungen über den Querschnitt grundverschieden von der der üblichen Berechnungsweise zugrunde gelegten. Der Größtwert steigt, wenn $\frac{l}{b}$ abnimmt, und wird z. B. bei $l/b = 0{,}1$, 3,19 mal so groß als die durchschnittliche Querschnittsspannung $\frac{P}{2b}$. Während nach der gebräuchlichen Vorstellung die Schubspannung in der Querschnittsmitte ihren Größtwert erreicht, stellt sich bei genügend kleinem l/b z. B. schon bei $l/b = 1/3$ in der Mitte ein Kleinstwert ein. Auch hier macht sich deutlich die bereits oben erwähnte Tatsache bemerkbar, daß nur die an den Rändern gelegenen Teile der Scheibe in nennenswerter Weise zur Übertragung der Lasten herangezogen werden, während die zentral gelegenen Teile nur in geringerem Grade mitwirken.

Für die Bemessung genügt es, wenn man über eine Formel verfügt, die $\tau_{max}$ als Funktion von l/b definiert. Eine Näherungsformel hierfür ist:

$$\tau_{max} = \left[1{,}10 + 0{,}02\left(\frac{b}{l}\right)^2 + \frac{1}{4}\operatorname{arctg}\left(\frac{l}{b}\right)^2\right]\frac{P}{2b} \quad \ldots \quad (21$$

c) Anwendung auf zylindrische Bolzen.

Wir haben in den vorangehenden Absätzen festgestellt, daß die im Lastbereiche auftretenden größten Längsspannungen eines quadratischen Bolzens in der Form, Gl. (20):

$$\sigma_{x\,max} = \sigma_1 + \sigma_2$$

dargestellt werden können, wovon der eine Teil, $\sigma_1$, nichts anderes als die wie üblich ermittelte Biegungsspannung, $\sigma_2$ eine Zusatzspannung bedeutet, die in erster Linie von der Größe der örtlich übertragenen Pressung, also vom Leibungsdruck abhängt. Unter der Voraussetzung nun, daß auch beim Kreiszylindrischen Bolzen die Spannungsverteilung über dem Querschnitt nicht nennenswert von der des quadratischen Bolzens abweicht, und diese Voraussetzung ist bei der nahen Verwandtschaft der beiden Querschnittsformen begründet, kann Gl. (20) ohne weiteres auch auf den zylindrischen Bolzen angewendet werden, um so durch einen Analogieschluß wenigstens zu einer Abschätzung der auftretenden inneren Kräfte zu gelangen. In gleicher Weise soll auch Gleichung (21), die die größten Schubspannungen $\tau$ beschreibt, auf zylindrische Bolzen unmittelbar Anwendung finden.

Während aber beim quadratischen Bolzen der Leibungsdruck $\frac{P}{2b}$ über die ganze Breite des Bolzens den gleichen Wert hat, nimmt der Leibungsdruck bei kreiszylindrischen Bolzen bekanntlich von einem Größtwert nach beiden Seiten bis auf Null ab. Dieser Größtwert beträgt unter der Annahme cosinusförmiger Verteilung des radial gerichteten Druckes, $1{,}27\,\frac{P}{2cd}$, wenn d der Bolzendurchmesser und 2 c die Länge bedeutet, auf der sich die Last P überträgt. Bei der Spannungsermittlung werden wir diesen Größtwert zugrundelegen und auf diese Weise einen mehr oder weniger kleinen Überschuß an Sicherheit erzielen.

Bezeichnet man den auf die Projektion der Lochleibung bezogenen Leibungsdruck mit $p_m$, so ist in jenem Randpunkte, in dem die größten Spannungen eintreten,

$$\sigma_x = \sigma_{max}, \quad \sigma_y = 1{,}27\,p_m, \quad \tau = 0$$

und daher die der Bemessung zugrunde zu legende reduzierte Spannung:

$$\sigma_{red} = 0{,}35\,(\sigma_{max} + 1{,}27\,p_m) \pm 0{,}65\,(\sigma_{max} - 1{,}27\,p_m)$$

$$= \begin{cases} \sigma_{max} - 0{,}38\,p_m \\ -0{,}3\,\sigma_{max} + 1{,}27\,p_m \end{cases} \quad \ldots \ldots \quad (22$$

Der absolut größere der beiden Werte ist für die Bemessung maßgebend; hierin ist nach Gl. (20):

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} + \frac{2}{3} \cdot 1{,}27\,p_m \operatorname{arctg} 0{,}42\,\frac{b}{c}$$

einzuführen. Außerdem muß noch $\frac{M_{max}}{W}$ für sich genommen unter $\sigma_{zul}$ bleiben. Die Gl. (21) für $\tau_{max}$ nimmt mit

$$\frac{P}{2b} = \frac{P}{F} = \tau_m \quad \text{(mittlere Scherspannung)}$$

die Form:

$$\tau_{max} = \left[1{,}10 + 0{,}02\left(\frac{b}{l}\right)^2 + \frac{1}{4}\operatorname{arctg}\frac{l}{b}\right]\tau_m$$

an. Die Abmessungen des Bolzens müssen daher so beschaffen sein, daß die Bedingungen:

1) $\sigma_{red} \leqq \sigma_{zul}$

2) $\frac{M_{max}}{W} \leqq \sigma_{zul}$

3) $\tau_{max} \leqq \tau_{zul}$

erfüllt sind.

Wie man erkennt, ist der Leibungsdruck nur mittelbar maßgebend.

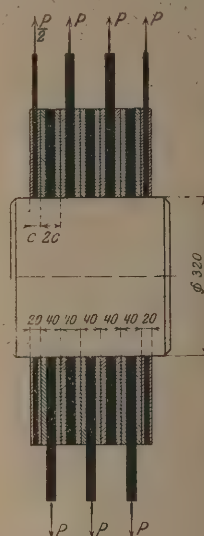



Abb. 25.

**Beispiel.**

Es sind die Größtbeanspruchungen in den in Abb. 25 dargestellten Gelenkbolzen festzustellen, wenn in jedem einzelnen Flacheisen eine Kraft von P = 190 t wirkt.

[1]) In Abb. 24 soll es statt: $\frac{b}{l} = \infty, \frac{1}{2}, \frac{1}{3}, \ldots$ richtig heißen: $\frac{l}{b} = \infty, \frac{1}{2}, \frac{1}{3}, \ldots$

Wir ermitteln zunächst den mittleren Leibungsdruck $p_m$ und die mittlere Scherspannung $\tau_m$ sowie die Biegungsspannung $\frac{M_{max}}{W}$ und erhalten:

$$p_m = \frac{190}{4 \cdot 32} = 1,484 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_m = \frac{\frac{1}{2} \cdot 190}{\pi \cdot 16^2} = 0,118 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{M_{max}}{W} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 190 \cdot 2}{\frac{\pi}{32} \cdot 32^3} = \frac{190}{3217} = 0,059 \text{ t/cm}^2.$$

Damit berechnet man zunächst die Längsspannung:

$$\sigma_{max} = 0,059 + \frac{2}{3} \cdot 1,27\, p_m \operatorname{arctg}\left(0,42 \cdot \frac{16}{2}\right) = 1,615 \text{ t/cm}^2$$

und daher:

$$\sigma_{red}{}^1 = 1,615 - 0,38 \cdot 1,484 = 1,051 \text{ t/cm}^2,$$
$$\sigma_{red}{}^2 = -0,3 \cdot 1,615 + 1,27 \cdot 1,484 = \mathbf{1,400} \text{ t/cm}^2.$$

Wählt man $\sigma_{zul} = 1,4$ t/cm². gemäß den neuen Reichsbahnvorschriften, so ist der Durchmesser von 32 cm gerade ausreichend.

Die Schubspannungen sind verhältnismäßig klein, sie betragen:

$$\tau_{max} = 1,10 + 0,02 \left(\frac{16}{2}\right)^2 + \frac{1}{4} \operatorname{arctg} \frac{2}{16} = 0,285 \text{ t/cm}^2,$$

was weit unter $\tau_{zul}$ liegt.

Würde man in der üblichen Weise bemessen, so käme im vorliegenden Falle bloß der Leibungsdruck mit $p_{zul} = 2,80$ t/cm² in Betracht. Man erhält somit den notwendigen Durchmesser aus:

$$1,27 \cdot \frac{190}{4\,d} = 2,80 \text{ t/cm}^2$$

mit $d = 21,5$ cm.

Berechnet man für diesen Durchmesser nach den neu aufgestellten Formeln die größte Materialanstrengung, so findet man dieselbe bereits über der Streckgrenze liegend. Wenn auch derartige hohe Beanspruchungen kaum eine Gefahr für das Bauwerk bedeuten können, da die hohen Anstrengungen auf einen sehr kleinen Bezirk beschränkt sind und bei Überschreiten der Elastizitätsgrenze die entlastende Mitwirkung benachbarter Teile in Erscheinung tritt, so darf doch nicht übersehen werden, daß gerade bei Bolzen, die eine Bewegung der durch sie verbundenen Teile gegeneinander gestatten sollen, alles vermieden werden muß, was zu starken oder gar bleibenden Formänderungen Anlaß geben kann. Je größer die Verformungen sind, die der Bolzen als Ganzes oder örtlich erleidet, um so mehr wird er von der angestrebten genau zylindrischen Gestalt abweichen und um so weniger wird der Zweck, die Beweglichkeit der aneinander geschlossenen Bauteile zu sichern, erreicht werden.

Bei der Bemessung der Bolzen sollten eher die vorsichtigen Bemessungsregeln des Maschinenbauers als die des Bauingenieurs angewendet werden. Die schlechten Erfahrungen, die man in Deutschland (Gerber) mit Bolzengelenken gemacht hat, dürften auf die zu knappe Bemessung derselben zurückzuführen sein.

Für Vorberechnungen wird es genügen, in der bisher üblichen Weise, aber mit einem Lochleibungsdruck von höchstens $p_m = \sigma_{zul}$, wenn $\sigma_{zul}$ die übliche Zugbeanspruchung bedeutet, zu rechnen, um nach Feststellung des Bolzendurchmessers nach den oben angegebenen genaueren Formeln die Beanspruchungen zu errechnen.

Die vorangehenden Untersuchungen haben auch noch gezeigt, daß bei Bolzen, bei denen die Belastungsbreite c klein gegen den Durchmesser ist, nur das am Umfange liegende Material in Spannung versetzt wird, während der Kern des Bolzens nahezu spannungslos bleibt. Dies legt natürlich den Gedanken nahe, die Bolzen rohrförmig zu bauen, wodurch ihr Gewicht ganz bedeutend verringert wird. Im vorangehenden Beispiele könnte man mit einer Wandstärke gleich $^1/_5 - ^1/_6$ des Durchmessers das Auslangen finden, wodurch der Materialaufwand etwa auf die Hälfte herabgesetzt wird.

---

# SPRENGUNG UND WIEDERHERSTELLUNG DER EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DEN RHEIN-HERNE-KANAL ZUR ZECHE NORDSTERN.

*Von Dipl.-Ing. Ehrlich, Düsseldorf.*

***Übersicht:*** Eine Fachwerkbrücke von 75,2 m Stützweite soll durch Sprengung der mittleren Untergurtknoten beider Hauptträger zerstört werden. Verhalten der Brücke nach Sprengung des einen Hauptträgers. Wiederherstellung der Brücke ohne Hilfsgerüste mittels hydraulisch betätigter Spannvorrichtungen. Durchbiegungsmessungen.

In den vorangegangenen Jahrgängen dieser Zeitschrift sind eine Reihe von Aufsätzen erschienen, welche die Wiederherstellung von Brücken behandeln, die im Kriege 1914—1918 durch Sprengung zerstört worden sind. Auf alle mögliche Weise

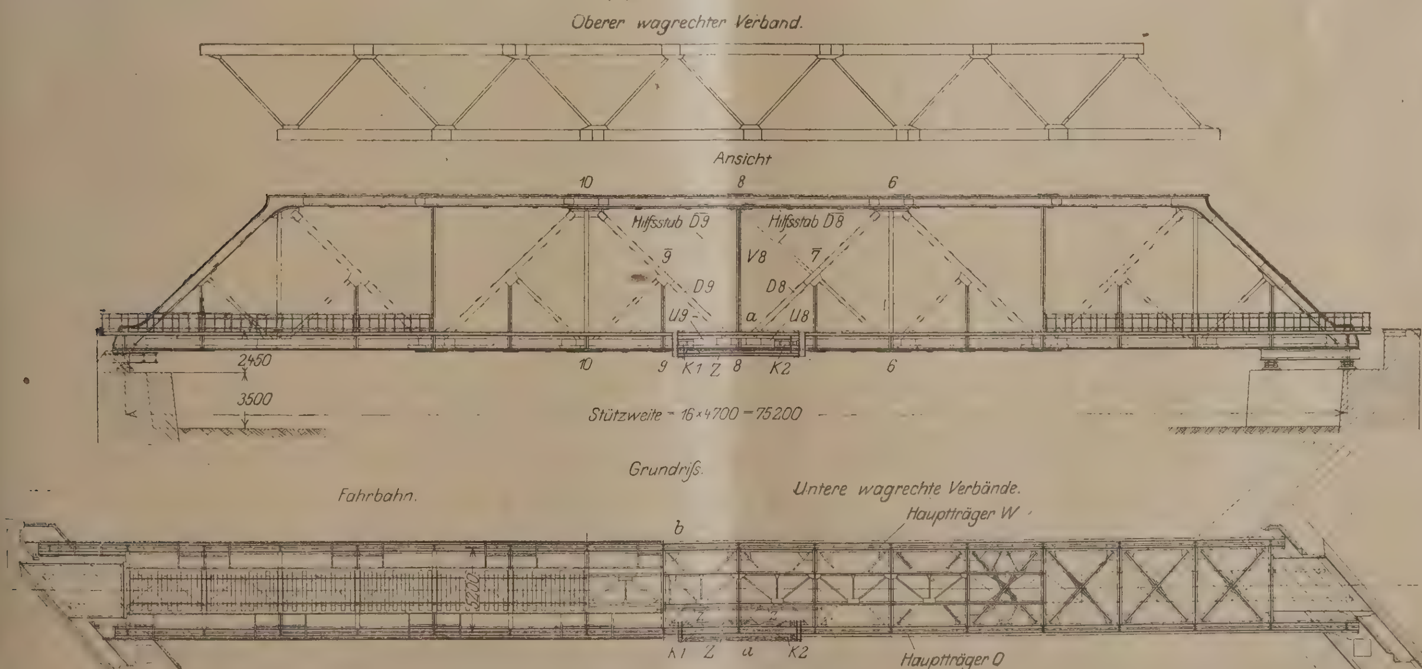
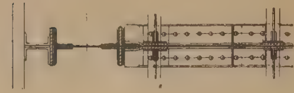



Abb. 1. Übersicht der Brücke.

sind Sprengungen ausgeführt worden; Sprengung der Auflager, Sprengung ganzer Pfeiler vom Fundament aus, Sprengung von Fahrbahnträgern und Sprengung von Hauptträgerstäben und Hauptträgerknotenpunkten in jeder Kombination. Besonders bei den Zerstörungen der späteren Kriegsabschnitte finden sich fast stets die Sprengungen der letzten Art, da die Erfahrung zeigte, daß Brücken, bei denen allein die Pfeiler gesprengt waren, dem Aufräumen und Wiederherstellen meist geringere Hindernisse machten, als wenn auch die Eisenkonstruktion gesprengt war.



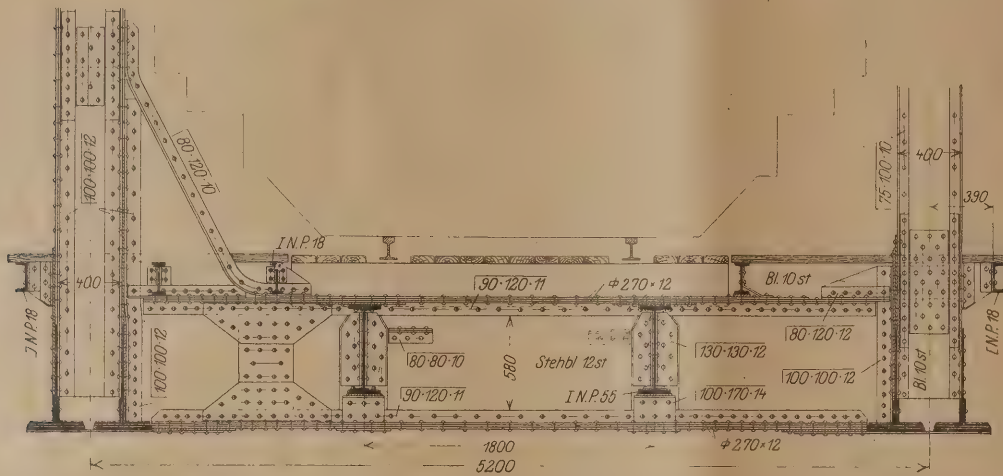



Abb. 2. Normaler Querträger.

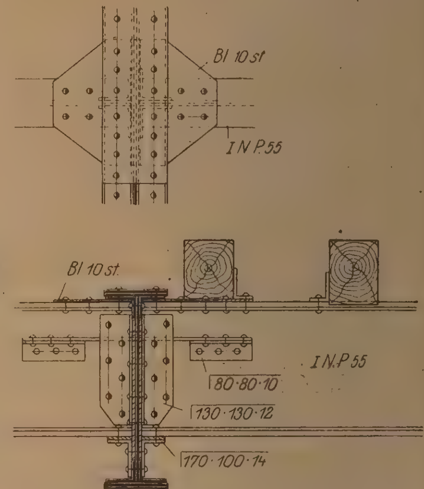



Abb. 3. Anschluß der Schwellenträger.

Diese Erfahrung war wahrscheinlich auch der sogenannten roten Armee bekannt, die sich im Jahre 1920 nach dem Kapp-Putsch im Ruhr-Lippe-Gebiet sammelte und kurze Zeit der Reichswehr bewaffneten Widerstand leistete. Im Verlaufe der sich dort abspielenden Kämpfe versuchten die roten Truppen eine Reihe von Brücken über den Rhein-Herne-Kanal zu sprengen, darunter die eingleisige Eisenbahnbrücke, welche die Zeche Nordstern mit dem Bahnhof Altenessen verbindet.

Diese Sprengung ist vor allem bemerkenswert durch das Verhalten des eisernen Tragwerks und durch die Art der Wiederherstellung; sie soll im folgenden daher näher beschrieben werden.



Abb. 4. Gesprengter Knotenpunkt „8".

Die Brücke, welche im Jahre 1908 im Auftrage der Kgl. Kanalbaudirektion Essen von der Firma Hein, Lehmann & Co. A. G., Düsseldorf, erbaut worden war, kreuzt den Rhein-Herne-Kanal bei km 20,19 nahe der Straße Altenessen nach Horst in einem Winkel von rd 45⁰. Sie ist nach diesem Winkel schief ausgebildet. Die Hauptträger sind Trapezträger mit Zwischenfachwerk von 75,20 m Stützweite, sie sind unter Einschaltung besonderer Endquerträger, sogenannter Hubquerträger, die mit Rücksicht auf Pfeilersetzungen in dem Bergbaugebiet angeordnet sind, auf den Widerlagern gelagert (Abb. 1). Als Verbände sind ein unterer und ein oberer Windverband vorhanden. Endportale fehlen. Die Querträger sind an den Hauptpfosten mit Eckaussteifungen versehen, an den Nebenpfosten fehlen diese (Abb. 2). Die Schwellenträger sind an die Querträger mit besonderen Bindeblechen angeschlossen, die zur Aufnahme der Einspannungsmomente dienen (Abb. 3); in der Mitte der Brücke ist eine Fahrbahnunterbrechung durch gelenkige Auflagerung der Schwellenträger geschaffen.

Um die Brücke zu sprengen, waren Sprengladungen an den in Abb. 1 mit a und b bezeichneten mittleren Untergurtknoten beider Hauptträger angebracht worden.

Die Sprengung des Punktes a gelang vollkommen. Der Untergurt mit den beiden Hauptknotenblechen wurde in Stücke zerfetzt und damit der Anschluß der Strebe D 8, des Pfostens V 8 und der Querträgeranschluß zerstört. Die Strebe D 9 blieb in Verbindung mit den oberen Restlappen der Knotenbleche und der Querträger durch die Eckaussteifung an dem Pfosten hängen. Die Abb. 4 und 5 geben ein anschauliches Bild von der Zerstörung. Die Sprengung von b dagegen ging fehl, nur die Schwellenträger des Feldes 8—9, einige Verbandsstäbe des unteren Verbandes und Gehwegträger erlitten Beschädigungen.

Trotz dieser Zerstörung des einen wichtigen, mittleren Untergurtknotenpunktes brach die Brücke nicht zusammen. Selbst die Formänderungen blieben erstaunlich gering. Sie bestanden in senkrechten Durchbiegungen und in wagerechten Ausbiegungen beider Hauptträger nach der Seite des gesprengten Hauptträgers hin. Die Größen dieser Ausbiegungen im

Untergurt gemessen sind in Abb. 6 graphisch dargestellt, sie betrugen:

| | | senkrecht | wagerecht |
|---|---|---|---|
| Hauptträger | Ost | + 10,1 mm | (52 mm) |
| ,, | West | — 6,7 ,, | 52 ,, |

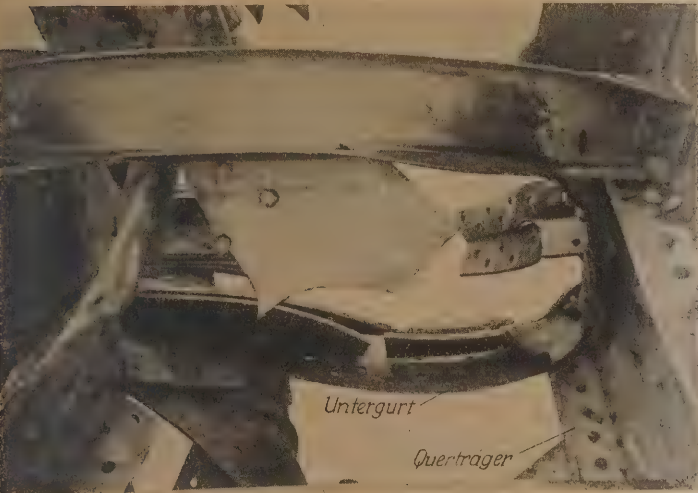



Abb. 5. Sprengung vom Brückeninneren aus gesehen.

mit Zugband unter annähernd symmetrischer Belastung. Letzteres wird durch die beiden steifen Scheiben a e und d e aus Fahrbahn und unterem Verband gebildet, welche infolge ihrer seitlichen Lage zur Ebene der Lasten eine Verbiegung in der Richtung nach der Lastebene O hin erfahren müssen, wie auch festgestellt worden ist. Nicht zum wenigsten

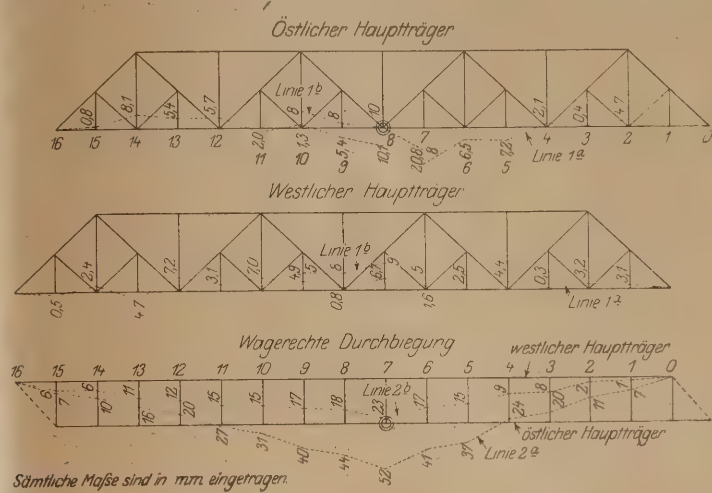



Abb. 6. Durchbiegungen.

Die Gründe dieser auf den ersten Blick fast verblüffenden Standfestigkeit und Steifigkeit der schwer verletzten Brücke sind verschiedene. Die Abb. 7 dient zu ihrer Erläuterung. Eine

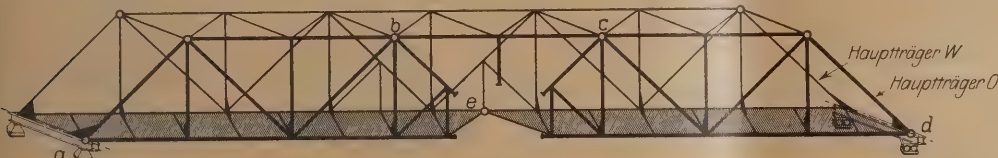



Abb. 7. System der gesprengten Brücke.

wesentliche Rolle fällt den als steife Ecken ausgebildeten Querträgeranschlüssen zu. Sie bewirken, daß jeder Brückenabschnitt beiderseits der Sprengstelle für sich ein starres Raumfachwerk bildet oder, anschaulich gesprochen, daß die beiden Hälften des beschädigten Hauptträgers O sich teilweise an dem unbe-schädigten Hauptträger W mittels der Querrahmen aufhängen. Der Hauptträger W kann diese Mehrbelastung ohne besondere Durchbiegung aufnehmen, da er noch für Verkehrslast bemessen ist. Das Verdrehungsmoment, welches dabei auf den Hauptträger W wirkt, wird von dem unbeschädigten, oberen Windverband aufgenommen und in die Auflager geleitet, wobei die schrägen Endstreben mit dem Hubquerträger und dem Endstab des oberen Verbandes Rahmenwirkung ausüben. Neben diesem Tragsystem, es gleichsam überlagernd, wirkt ferner der zerstörte Hauptträger als symmetrischer Viergelenkträger a b c d

ist ferner das Verhalten des Bauwerks der durch Vernietung erzielten Steifigkeit der Knotenpunkte zuzuschreiben und als Beweis der Güte des verwendeten Materials und der Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit der Herstellung in der Konstruktionswerkstatt anzusehen.

Die Wiederherstellung der Brücke wurde vom Wasserbauamt Duisburg-Meiderich der Firma Hein, Lehmann & Co. A. G., Düsseldorf, dem früheren Lieferwerk der



Abb. 8. Hilfsdiagonalen und Spannvorrichtung.

Brücke, übertragen und von dieser im Benehmen mit dem Bauamt wie nachfolgend beschrieben durchgeführt.

Zuerst wurde geplant, die Brücke beiderseits unter den Viertelsknotenpunkten 4 und 12 durch gerammte Joche abzufangen. Die Hauptträger sollten mittels hydraulischer Pressen auf kräftigen eisernen Unterzügen (aus vorhandenen Trägern) auf den Jochen abgestützt werden. Mit diesen Pressen ließen sie sich in eine vorher errechnete, ihrem Stützungszustand entsprechende Überhöhungskurve bringen; dabei waren die beschädigten Stäbe U 8, U 9, D 8, D 9, V 8 spannungslos und konnten durch Einbau der Ersatzteile geschlossen werden.

Dieser Ausführungsplan scheiterte jedoch an der Schwierigkeit, die Rammpfähle schnell genug zu beschaffen und einzurammen; das Wasserbauamt zog es auch vor, das Kanalbett völlig frei von Einbauten zu halten, die trotz vorgestellter Duckdalben immer der Gefährdung durch Anfahren ausgesetzt waren. Daher wurde eine Lösung ohne Unterstützungsjoche gewählt, die darin bestand, den zerstörten Hauptträger durch eine Spannvorrichtung Z im Untergurt und zwei Hilfsstreben D 8, D 9 behelfsmäßig wieder zu schließen und dann die Ersatzkonstruktionen einzubauen (s. Abb. 1 u. 8).

Im einzelnen war der Arbeitsvorgang der folgende:

Zuerst wurden zur weiteren Aussteifung und Sicherung des Bauwerks an den schrägen Endstreben Holzverstrebungen angebracht, und dicht neben dem östlichen Längsträgerzug eine Hilfsspannvorrichtung „z" aus 4 ∢ 120.80.12 eingezogen (Abb. 1, Abb. 9 c), ohne irgendwelche Teile der beschädigten Konstruktion vorher zu entfernen. Mit dieser Hilfsspannvorrichtung, die auf rd 80 t durch 2 hydraulische Pressen von je 50 t Tragkraft angespannt wurde, wirkte der östliche Längsträgerzug wie ein Zuggurt für den beschädigten Hauptträger. Nun wurden die Hilfsstreben D 8 und D 9 aus je 2 U NP 16 eingebaut und damit der Hauptträger O zu einem starren Fachwerk gemacht. Die Zwischenknotenpunkte 7 und 9 wurden durch kräftige Holzzangen gegen die gegenüberliegenden steifen Pfosten abgesteift. Nach diesen Sicherungen entfernte man die gesprengten Stabteile durch Abschneiden mit dem autogenen Brennschneideapparat (Abb. 8). Danach wurde die Hauptspannvorrichtung „Z" angebracht (Abb. 9 a und b und 10). Sie bestand aus 4 je 2 U NP 18, welche an den Enden durch biegungsfeste Querstücke aus U-Eisen und Flacheisen zu länglichen, rechteckigen Spannrahmen verbunden waren. An den Untergurtstäben wurden Konsolen K 1 und K 2 befestigt mit einer Zwischenaussteifung k. Gegen die Konsolen K 2 legte sich die Spannvorrichtung unmittelbar mittels Zentrierplatten. Zwischen den Konsolen K 1 und den Querstücken befanden

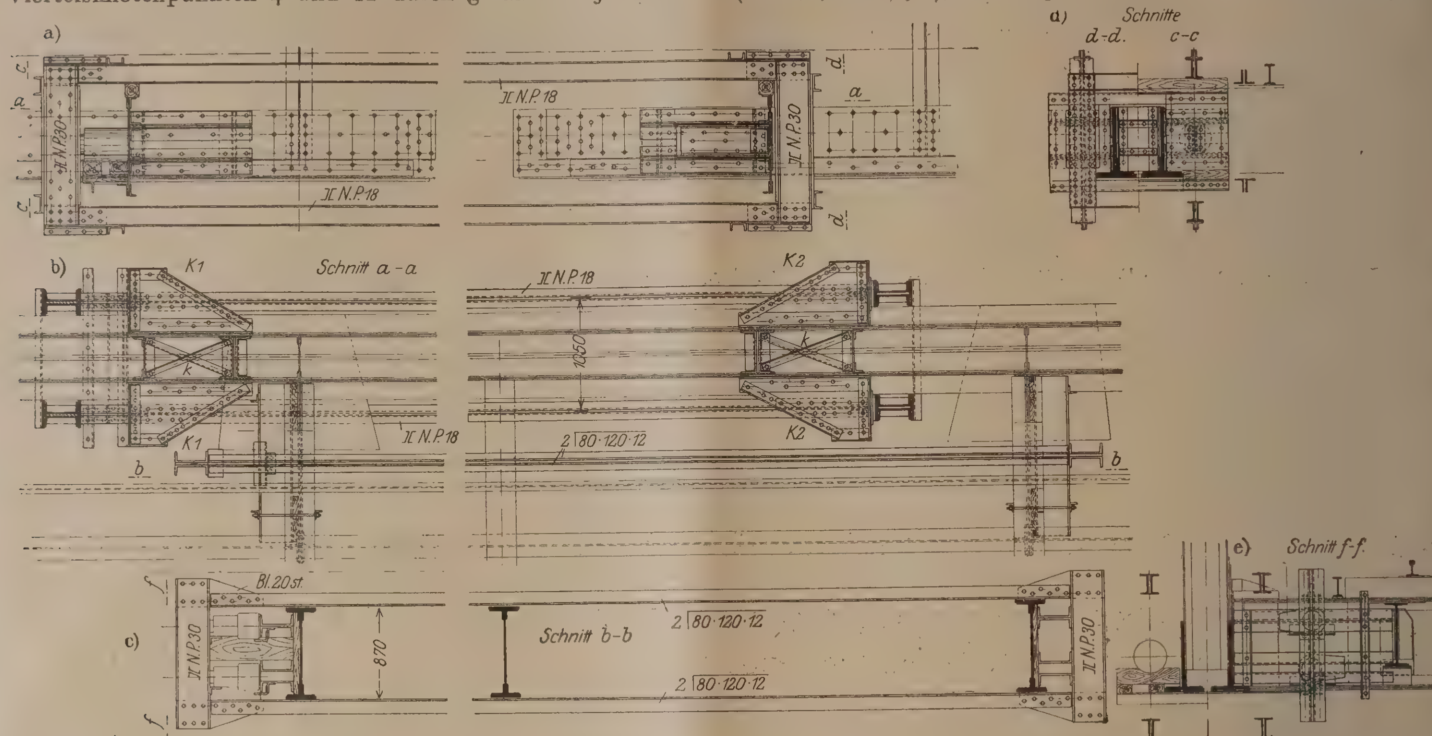



Abb. 9. Spannvorrichtungen.

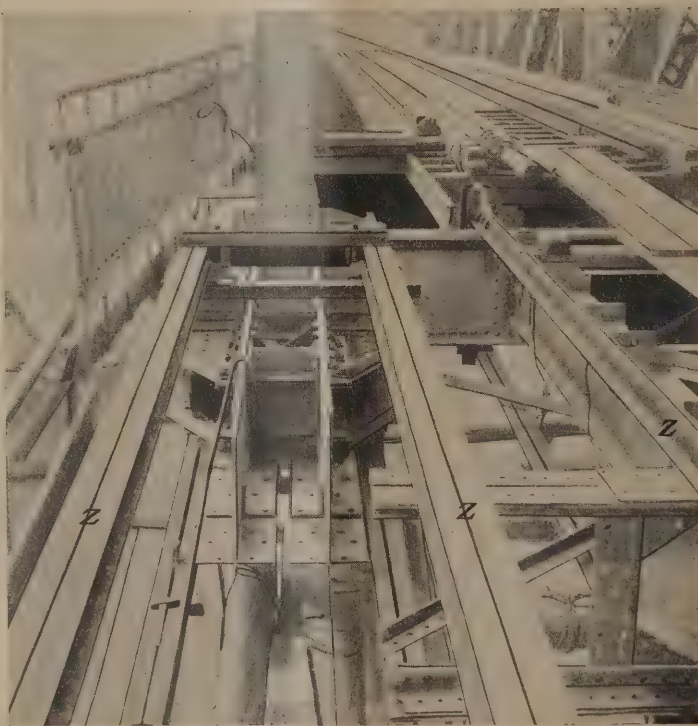



Abb. 10. Spannvorrichtungen.

sich 2 hydraulische Pressen von je 150 t Tragkraft. Mit diesen Pressen war es möglich, eine Anspannung von rd $2 \times 90 = 180$ t zu erzeugen, entsprechend der Untergurtspannkraft infolge Eigengewicht. Die Ersatzstäbe wurden in theoretisch erforderlicher Länge genau in der Werkstatt hergestellt, die Löcher der Anschlußniete an die vorhandene Konstruktion wurden nach den vorhandenen Ausführungszeichnungen auf den nächstkleineren Durchmesser gebohrt und auf der Baustelle auf Maß auf gerieben.

Während der Arbeiten wurden folgende Messungen vorgenommen:

1 a) Durchbiegung beider Untergurte vor Anspannen der Spannvorrichtung,

1 b) Durchbiegung der Knotenpunkte 6—10 nach Anspannen der Spannvorrichtung,

2 a) seitliche Ausbiegung des westlichen Untergurts vor Anspannen,

2 b) seitliche Ausbiegung des westlichen Untergurts nach Anspannen.

Die Ergebnisse dieser Messungen — die senkrechten wurden mit Nivellierinstrument, die wagerechten mittels eines durch Gewichte gespannten Meßdrahtes festgestellt — sind in Abb. 6 in Schaulinien mit den entsprechenden Beiziffern aufgetragen. Die nach Vollendung der Arbeiten vorgenommene Probebelastung mit 2 Güterzuglokomotiven G 8 und G 12 und 4 angehängten 20 t-Wagen ergab für ruhende und bewegte Last eine bleibende Durchbiegung von 2 mm für den westlichen und 4 mm für den östlichen Hauptträger, eine vorübergehende Durchbiegung von 32 mm bzw. 34 mm. Die größte Seitenschwankung betrug 3—4 mm.

---

# BESTIMMUNG DER GRÖSSTEN BIEGUNGSMOMENTE BEI KRANBAHNTRÄGERN MIT HILFE EINER ERSATZKRAFT.

*Von O. Kettner, Ingenieur, Dortmund.*

***Übersicht.*** Die größten Biegungsmomente eines frei auflagernden Trägers bilden einen Kurvenzug, welcher im wesentlichen durch die jeweilige Lage und Größe einer Ersatzkraft (Summenkraft) bestimmbar wird. Mit Hilfe der Entfernungen dieser Ersatzkraft von den übrigen Kräften lassen sich zur raschen und genauen Bestimmung der größten Biegungsmomente sowie Auswirkung der einzelnen Kräfte einfache Formeln aufstellen. Die Grenzen der Gültigkeit dieser Formeln bei Benützung zur Bestimmung der größten Biegungsmomente liegen gleichfalls fest. Anwendung der Formeln an zwei durchgerechneten Beispielen. Die Lage des absolut größten Biegungsmomentes, sowie Berechnung desselben mit Anwendung an beiden Beispielen.

Bei freiaufliegenden Kranbahnträgern werden die größten Biegungsmomente bei Belastung durch eine Gruppe von mehreren Kräften in der Regel auf zeichnerischem Wege bestimmt. Dieses Verfahren, welches wohl immer zum Ziel führt dürfte jedoch etwas umständlich sein, sobald es sich nur darum handelt, für einige bestimmte Längenpunkte des Trägers die größten Momente zu ermitteln. In einem solchen Falle wird ein rein rechnerisches Verfahren rascher und genauer die gesuchten Werte liefern. Ein solches Verfahren darf natürlich nicht zu umständlich sein und muß auch übersichtlich bleiben.

Bekanntlich kann die Summe aller größten Momente der einzelnen Längenpunkte eines Trägers durch eine Momentenfläche dargestellt werden, welche einerseits durch eine Gerade und andererseits durch eine Kurve begrenzt wird. Diese Kurve, deren Verlauf kein stetiger ist, besteht aus einzelnen Parabelstücken, welche der besonderen Auswirkung einzelner Kräfte ihren Ursprung verdanken. Ferner kann aus der Summe aller jeweilig auf einen Träger wirkenden Gruppen oder Einzelkräfte eine Ersatzkraft gebildet werden, welche in ihrer Größe und Lage von den einwirkenden Kräften abhängig ist. Mit Hilfe einer solchen Ersatzkraft und ihrer Stellung zu den einzelnen Kräften soll nun versucht werden, die Aufgabe durch ein rechnerisches Verfahren zu lösen.

Folgende Betrachtungen erfolgen nun unter der Voraussetzung, daß das Biegungsmoment eines Trägerquerschnittes nur dann seinen größten Wert erreicht, wenn gerade eine Last über demselben wirkt. Es bedeuten in der Abb. 1 $p_1, p_2, p_3, \ldots$ eine Gruppe von Einzelkräften, welche auf einen freiaufliegenden Träger von der Länge L wirken. Ferner ist P die Summe aller dieser Kräfte. Die Längenmaße $l_1, l_2, l_3, \ldots$ bezeichnen die Entfernung der Kräfte untereinander und $n_1, n_2, n_3, \ldots$ die Entfernungen der Kräfte von Angriffspunkt der gemeinschaftlichen Ersatzkraft P. Ferner ist x die Entfernung eines Längenpunktes des Trägers, über welchem gerade eine Einzelkraft wirkt. Man zeichne nun eine Momentenfläche für diese Kräftegruppe mit der Polhöhe P unter dem Träger. Falls alle wirkenden Einzelkräfte durch die Ersatzkraft P ersetzt sind, so ist diese Momentenfläche ein Dreieck. Die größte lotrechte Höhe dieses Dreiecks entspricht dem Wert $\frac{M}{P}$; wobei M das größte Moment bedeutet, welches durch die Ersatzkraft P bei dieser Laststellung hervorgerufen wird Läßt man hingegen die Einzelkräfte für sich wirken, so erhält man ein Polygon als Momentenfläche, dessen lotrechte Höhen unter den Kräften $p_1$, $p_2$, $p_3$, ... durch die Werte $\frac{M_1}{P}, \frac{M_2}{P}, \frac{M_3}{P}, \ldots$ bezeichnet sind. Da nun die Größe der Kraft $R_1$ des Gegendruckes am Auflager $A_1$, unverändert bleibt, ob nur die Ersatzkraft P allein oder alle Einzelkräfte zusammen zur Wirkung kommen, so wird man zweckmäßig $R_1$ mit Hilfe der Ersatzkraft P bestimmen, und es ergibt sich die Gleichung:

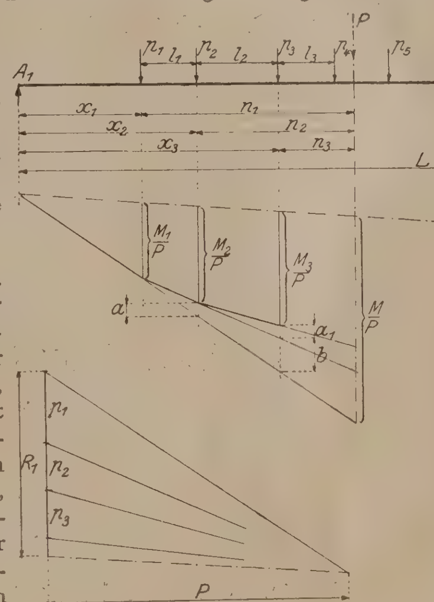



Abb. 1.

$$R_1 L = P (L - x_1 - n_1);$$

und hieraus

$$R_1 = \frac{P}{L} (L - x_1 - n_1).$$

Das Moment $M_1$ unter der Kraft $p_1$ beträgt demnach:

$$M_1 = x_1 \frac{P}{L} (L - n_1 - x_1) \quad \ldots \ldots \ldots \quad (I$$

bew. die entsprechende Höhe im Polygon:

$$\frac{M_1}{P} = \frac{x_1}{L} (L - n_1 - x_1).$$

Da in dieser Formel $x_1$ eine veränderliche Größe ist, so kann hiermit auch der Wert für $M_2$ bestimmt werden. Laut Abb. 1 ergibt sich bei Einsetzung der entsprechenden Größen die Gleichung:

$$\frac{M_2}{P} + a = \frac{x_2}{L} (L - n_2 - x_2)$$

und das Verhältnis:

$$\frac{a}{l_1} = \frac{p_1}{P}$$

somit wird unter der Kraft $p_2$ das Moment betragen:

$$M_2 = x_2 \frac{P}{L}(L - n_2 - x_2) - p_1 l_1 \quad \dots\dots\dots \quad (II$$

Auch die Ermittlung der Formel für $M_3$ erfolgt in ähnlicher Weise, und zwar mit Hilfe der Gleichung:

$$\frac{M_3}{P} + b + a_1 = \frac{x_3}{L}(L - n_3 - x_3)$$

sowie der Verhältnisse:

$$\frac{b}{l_1 + l_2} = \frac{p_1}{P} \text{ und } \frac{a_1}{l_2} = \frac{p_2}{P}.$$

Hierdurch ergibt sich das Moment:

$$M_3 = x_3 \frac{P}{L}(L - n_3 - x_3) - p_1(l_1 + l_2) - p_2 l_2 \quad \dots\dots \quad (III$$

In allen weiteren Fällen, bei welchen die Kräfte $p_4, \dots, p_n$ vor dem Angriffspunkt der Ersatzkraft P liegen, kann die Bestimmung der Werte von $M_4, \dots, M_n$ mit Benutzung nachstehender Formel erfolgen:

$$\left.\begin{aligned} M_n = x_n \frac{P}{L}(L - n_n - x_n) - p_1 \sum l_1 + \dots + l_{n-1} \\ - p_2 \sum l_2 + \dots + l_{n-1} - \dots\dots - p_{n-1} l_{n-1} \end{aligned}\right\} \dots (IV$$

Meistens jedoch werden bei der Berechnung von Kranträgern die Formeln I, II und III zur Bestimmung der größten Momente vollständig genügen.

Es wäre nun zu untersuchen, für welche Werte von x und unter welchen Umständen diese Formeln wirklich die gesuchten Ergebnisse liefern. Da nach Abb. 2 die Abstände $n_1$ und $n_1'$ der äußeren Kräfte $p_1$ und $p_1'$ von der Ersatzkraft P verschieden groß sein können, so genügt das Einsetzen des Wertes $n_1'$ für $n_1$ in Formel I zur Feststellung, daß sich nur für den kleineren Wert von n ein größeres M ergeben wird. Hieraus folgt die Tatsache, daß sich nur auf der Seite des kleinsten Abstandes der Ersatzkraft von den Endkräften die größten Werte für $M_1$ am Kranträger vorhanden sind. Da jedoch außerdem das größte Moment sich nicht immer unter $p_1$ bzw. $p_1'$ zu befinden braucht, sondern sich auch unter $p_2$ bzw. $p_2'$ befinden kann, so wäre nunmehr die Entfernung $X_I$ festzustellen, bei welcher die Formel I von der Formel II abgelöst wird. Es erfolgt dies durch Gleichsetzung der Formeln für $M_1$ und $M_2$; wenn $n_1 = n_2 + l_1$, so ist:

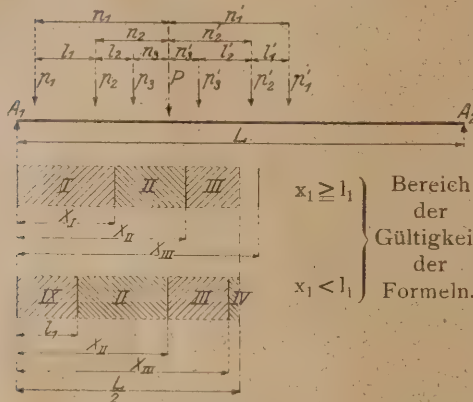



Abb. 2.

$$x \frac{P}{L}(L - n_2 - l_1 - x) = x \frac{P}{L}(L - n_2 - x) - p_1 l_1$$

Hieraus ergibt sich:

$$X_I = \frac{L}{P} p_1 \quad \dots\dots\dots\dots \quad (V$$

wobei der Wert $X_I \geq l_1$.

Die Stelle des Überganges der Gültigkeit der Formel II auf Formel III findet man ebenfalls auf diesem Wege, und zwar durch Gleichstellung der Werte $M_2$ und $M_3$, wobei $n_2 = n_3 + l_2$; demnach:

$$x \frac{P}{L}(L - n_3 - l_2 - x) - p_1 l_1 = x \frac{P}{L}(L - n_3 - x) - p_1(l_1 + l_2) - p_2 l_2$$

Man erhält hierdurch für:

$$X_{II} = \frac{L}{P}(p_1 + p_2) \quad \dots\dots\dots \quad (VI$$

wobei gleichfalls $X_{II} \geq l_1 + l_2$.

Zur Ermittlung aller ferneren Übergangspunkte der Formeln für $M_4$ bis $M_n$ von allen Kräften $p_4$ bis $p_n$, welche vor der Ersatzkraft P liegen, gilt:

$$X_{n-1} = \frac{L}{P} \sum p_1 + \dots + p_{n-1} \quad \dots\dots \quad (VII$$

mit dem unteren Grenzwert:

$$X_{n-1} \geq \sum l_1 + \dots + l_{n-1}$$

Diese Formeln sind natürlich nur so lange gültig, wie sich die Größe der Ersatzkraft P nicht ändert und somit auch die Kräftegruppe vollständig auf dem Träger bleibt. Ferner sind die Werte X oder Übergangspunkte zweckmäßig bei allen Trägerkonstruktionen nur so lange zu berücksichtigen, wie sie kleiner als $\frac{L}{2}$ bleiben und die bereits oben angegebenen, unteren Grenzwerte nicht unterschreiten. Bei ungünstiger Lastverteilung und kurzen Trägern können jedoch die größten Momente am Anfang des Trägers, von $A_1$ aus betrachtet, schon vor Einwirkung der vollständigen Lastengruppe vorhanden sein. Es wäre nun zu untersuchen, in welcher Weise sich beim Fehlen der Kraft $p_1$ am Träger, die Lage der neuen Ersatzkraft $P - p_1 = P_1$ bestimmt und unter welchen Bedingungen hierbei eine Formel für das größte Moment, des unter der Kraft $p_2$ befindlichen Trägerquerschnittes, benutzt werden kann. Die Entfernung $n_0$ der neuen Ersatzkraft $P_1$ von der nunmehrig ersten Kraft $p_2$ berechnet man am besten mit Benützung der bereits bekannten Entfernung $n_1$, wobei:

$$n_1 = \frac{p_2 l_1 + p_3(l_1 + l_2) + p_4(l_1 + l_2 + l_3) + \dots}{P}$$

Bei Berücksichtigung, daß $P_1 = P - p_1$, wird:

$$n_0 = \frac{p_3 l_2 + p_4(l_2 + l_3) + \dots}{P - p_1}$$

Setzt man dann:

$$n_1 P - l_1(P - p_1) = p_3 l_2 + p_4(l_2 + l_3) + \dots = n_0(P - p_1)$$

so ergibt sich:

$$n_0 = n_1 \frac{P}{P - p_1} - l_1 \quad \dots\dots\dots \quad (VIII$$

Die Formel, welche beim Fehlen der Kraft $p_1$ am Träger statt der bisherigen Formel I zu benützen ist, erhält man durch Einsetzen der nunmehr gültigen Werte für P und $n_1$ in letztere, und es ergibt sich dann:

$$M_0 = x_0 \frac{P_1}{L}(L - n_0 - x_0) \quad \dots\dots\dots \quad (IX$$

Diese Formel ist für alle Werte von $x_0$ zu benützen, welche zwischen o und $l_1$ liegen, wenn bei der Bestimmung von $X_I$ die Formel V einen kleineren Wert als $l_1$ ergeben hat. Mit anderen Worten, der Übergang von Formel IX auf Formel II erfolgt unmittelbar am Punkte $x = l_1$, wenn $X_I$ kleiner als $l_1$ ist.

Für die meisten Aufgaben der Praxis dürfte zur Bestimmung der größten Momente bei Kranträgern eine Benützung der angegebenen Formeln gute Dienste leisten. Es ist hierbei nur noch zu beachten, daß die Momente für ständige Lasten, wie Eigengewicht usw., zu den errechneten Momenten aus den bewegten Lasten zugezählt werden müssen.

An nachstehenden Beispielen soll die Anwendung dieser Formeln gezeigt werden. Der Übersichtlichkeit halber wurde jedoch von einer Berücksichtigung ständiger Lasten abgesehen.

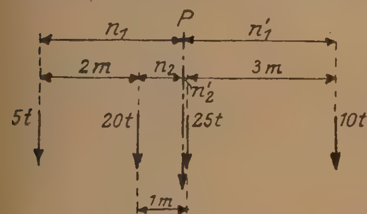
Für einen Kranbahnträger von 20 m Länge mit freier Auflagerung entsprechend der Abb. 3a seien die größten Momente zu berechnen, welche durch eine Kräftegruppe, bestehend aus den Raddrücken zweier Krane, hervorgerufen werden. Die Berechnung der größten Momente hätte für jedes zweite Meter der Länge des Trägers zu erfolgen. Die Raddrücke, welche die Kräftegruppe bilden, betragen: 5, 20, 25 und 10 t, somit die Größe der Ersatzkraft P = 60 t. Die Radstände sind 2, 1 und 3 m. Das Auffahren dieser Kräftegruppe ist einmal von links und einmal von rechts gedacht. Die Lage der Ersatzkraft P von den äußerst entfernt wirkenden Kräften ist durch die Größen $n_1$ und $n_1'$ bestimmt und beträgt:

$$n_1 = \frac{2 \cdot 20 + 3 \cdot 25 + 6 \cdot 10}{60} = 2{,}917 \text{ m}$$

und

$$n_1' = 2 + 1 + 3 - 2{,}917 = 3{,}083 \text{ m}$$

Ein Vergleichen der Größen $n_1$ und $n_1'$ zeigt, da $2{,}917 < 3{,}083$, daß sich die größten Momente der äußeren Kräfte links von



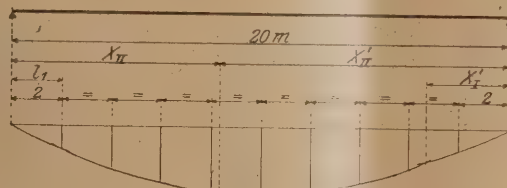



Abb. 3a.

der Trägermitte befinden müssen. Ferner ergibt sich bei Benutzung der Formeln V und VI für die von links auffahrende Lastengruppe auf der linken Hälfte des Trägers, daß

$$X_I = \frac{20}{60} \cdot 5 = 1{,}666 \text{ m} < \text{als } 2 \text{ m}$$

und

$$X_{II} = \frac{20}{60} \cdot (5 + 20) = 8{,}333 \text{ m} > \text{als } 3 \text{ m}$$

ist. Außerdem findet man für die rechte Trägerhälfte, bei der von rechts auffahrenden Lastengruppe:

$$X_I' = \frac{20}{60} \cdot 10 = 3{,}333 \text{ m} > \text{als } 3 \text{ m}$$

$$X_{II}' = \frac{20}{60} \cdot (10 + 25) = 11{,}666 \text{ m} > \text{als } \frac{L}{2}$$

Da nun auf der linken Trägerhälfte $X_I$ kleiner als $l_1 = 2$ m ist, so müßten eigentlich in diesem Falle alle Werte für x von 0 bis 2 m nach Formel IX berechnet werden. Für die in Frage kommende kleinste Entfernung von x = 2 m genügt jedoch bereits eine Berechnung nach Formel II. Es kommen demnach zur Bestimmung der größten Momente für die gegebenen Werte von x auf der linken Hälfte des Trägers nur die Formeln II und III in Betracht.

Für die rechte Trägerhälfte genügen Berechnungen nach den Formeln I und II.

Der Übersichtlichkeit halber sei nun in nachstehende Tabelle der weitere Rechnungsgang sowie dessen Ergebniss vermerkt.

| Trägerhälfte | Entfernung x vom Auflager m | Benutzte Formel Nr. | Ausdruck | Ergebnis $M_{max}$ in mt |
|---|---|---|---|---|
| links | 2 | II | $2 \cdot \frac{60}{20} [20 - (2{,}917 - 2) - 2] - 5 \cdot 2 =$ | 92,5 |
| | 4 | II | $4 \cdot \frac{60}{20} [20 - (2{,}917 - 2) - 4] - 5 \cdot 2 =$ | 171 |
| | 6 | II | $6 \cdot \frac{60}{20} [20 - (2{,}917 - 2) - 6] - 5 \cdot 2 =$ | 225,5 |
| | 8 | II | $8 \cdot \frac{60}{20} [20 - (2{,}917 - 2) - 8] - 5 \cdot 2 =$ | 266 |
| | 10 | III | $10 \cdot \frac{60}{20} [20 - (2{,}917 - 2 - 1) - 10] - 5 (2 + 1) - 20 \cdot 1 =$ | 267,5 |
| rechts | 2 | I | $2 \cdot \frac{60}{20} (20 - 3{,}083 - 2) =$ | 89,5 |
| | 4 | II | $4 \cdot \frac{60}{20} [20 - (3{,}083 - 3) - 4] - 10 \cdot 3 =$ | 161 |
| | 6 | II | $6 \cdot \frac{60}{20} [20 - (3{,}083 - 3) - 6] - 10 \cdot 3 =$ | 220,5 |
| | 8 | II | $8 \cdot \frac{60}{20} [20 - (3{,}083 - 3) - 8] - 10 \cdot 3 =$ | 256 |
| | 10 | II | $10 \cdot \frac{60}{20} [20 - (3{,}083 - 3) - 10] - 10 \cdot 3 =$ | 267,5 |

Für eine gleiche Lastengruppe und unter sonst gleichen Bedingungen seien die größten Momente eines Kranbahnträgers von 8 m Länge entsprechend der Abb. 3b für jedes laufende Meter Länge zu bestimmen.

Da $n_1$ und $n_1'$ dieselben Werte wie im vorherigen Beispiel haben, so befinden sich auch diesmal die größten Momente der äußeren Kräfte links von der Trägermitte. Da ferner für die linke Hälfte des Trägers:

$$X_I = \frac{8}{60} \cdot 5 = 0{,}666 \text{ m} < \text{als } 2 \text{ m},$$

$$X_{II} = \frac{8}{60} \cdot (5 + 20) = 3{,}333 \text{ m} > \text{als } 3 \text{ m}$$

und für die rechte Trägerhälfte:

$$X_I' = \frac{8}{60} \cdot 10 = 1{,}333 \text{ m} < \text{als } 3 \text{ m},$$

$$X_{II}' = \frac{8}{60} \cdot (10 + 25) = 4{,}666 \text{ m} > \text{als } \frac{L}{2}$$

ist, so ergibt sich, daß auf beiden Trägerhälften bei den Grenzwerten von $l_1 = 2$ m und $l_1' = 3$ m ein Übergang von Formel IX auf Formel II unmittelbar stattfindet. Demnach müssen auch die Werte für $P_1$ und $n_0$ der verkleinerten Lastgruppe auf beiden Trägerhälften bestimmt werden.

Es beträgt links von der Mitte des Trägers:

$$P_1 = 60 - 5 = 55 \text{ t}$$

und nach Formel VIII das zugehörige

$$n_0 = 2{,}917 \frac{60}{55} - 2 = 1{,}182 \text{ m}$$

Ferner rechts von der Mitte des Trägers:

$$P_1' = 60 - 10 = 50 \text{ t}$$

und $$n_0 = 3{,}083 \frac{60}{50} - 3 = 0{,}7 \text{ m}.$$

Die Berechnung der größten Momente erfolgt demnach auf derlinken Trägerhälfte nach den Formeln IX, II und III. Auf der rechten Trägerhälfte jedoch nur nach den Formeln IX und II.

Nachstehend sei wieder der weitere Rechnungsgang mit Ergebnissen in Tabellenform angegeben.

| Trägerhälfte | Entfernung x vom Auflager mm | Benutzte Formel Nr. | Ausdruck | | Ergebnis $M_{max}$ in mt |
|---|---|---|---|---|---|
| links | 1 | IX | $1 \cdot \frac{55}{8}(8 - 1{,}182 - 1)$ | = | 40 |
| | 2 | IX od. II | $2 \cdot \frac{55}{8}(8 - 1{,}182 - 2)$ | = | 66,2 |
| | 3 | II | $3 \cdot \frac{60}{8}[8 - (2{,}917 - 2) - 3] - 5 \cdot 2$ | = | 81,9 |
| | 4 | III | $4 \cdot \frac{60}{8}[8 - (2{,}917 - 2 - 1) - 4] - 5(2+1) - 20 \cdot 1$ | = | 87,5 |
| rechts | 1 | IX | $1 \cdot \frac{50}{8}(8 - 0{,}7 - 1)$ | = | 39,4 |
| | 2 | IX | $2 \cdot \frac{50}{8}(8 - 0{,}7 - 2)$ | = | 66,2 |
| | 3 | IX od. II | $3 \cdot \frac{50}{8}(8 - 0{,}7 - 3)$ | = | 80,6 |
| | 4 | II | $4 \cdot \frac{60}{8}[8 - (3{,}083 - 3) - 4] - 10 \cdot 3$ | = | 87,5 |

Wie beide Beispiele zeigen, müssen bei der Berechnung zuerst die Übergangspunkte X bestimmt werden, bevor man zur Ermittlung der größten Momente der einzelnen Längenpunkte des Trägers schreitet.

Zum Schlusse wäre es noch wichtig festzustellen, in welcher Entfernung $X_m$ von den Auflagern sich das absolut größte Moment $M_{max}$ befindet und welche Größe dasselbe besitzt. Nach einmaligem Differenzieren der allgemeinen Formel IV und indem dieselbe gleich Null gesetzt wird, bestimmt sich der Wert $X_m$ wie folgt:

$$\frac{d\,M_n}{d\,x_n} = 0 = L - n_n - 2\,x_n.$$

Die Veränderliche $x_n$ entspricht hierbei dem eindeutigen Wert $X_m$ und es ergibt sich somit:

$$X_m = \frac{L - n_n}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (X$$

Durch Einsetzung dieses Wertes in die allgemeine Formel IV erhält man:

$$M_{max} = \frac{P}{L} X_m^2 - p_1 \sum l_1 + \ldots + l_{n-1}$$
$$- p_2 \sum l_2 + \ldots + l_{n-1} - \ldots - p_{n-1} l_{n-1} \quad . \ (XI$$

Wie aus dieser Formel zu ersehen ist, kann sich nur für die kleineren Werte von n das gesuchte $M_{max}$ ergeben.

Bei den vorigen Beispielen zur Anwendung gebracht, findet man auf der rechten Seite der Lastgruppe für das dort befindliche kleinste $n_n$ den Wert:

$$n_n = 3{,}083 - 3 = 0{,}083 \text{ m}.$$

Es berechnet sich demnach bei dem Kranträger mit L = 20 m die Entfernung $X_m$ vom rechten Auflager:

$$X_{m20} = \frac{20 - 0{,}083}{2} = 9{,}959 \text{ m}$$

Bei dem Kranträger mit L = 8 m wird:

$$X_{m8} = \frac{8 - 0{,}083}{2} = 3{,}959 \text{ m}$$

Die absolut größten Momente $M_{max}$ betragen demnach bei L = 20 m:

$$M_{max\,20} = \frac{60}{20} \cdot 9{,}959^2 - 10 \cdot 3 = 267{,}5 \text{ mt}$$

Und bei der Trägerlänge L = 8 m:

$$M_{max\,8} = \frac{60}{8} \cdot 3{,}959 - 10 \cdot 3 = 87{,}6 \text{ mt}$$

Soll jedoch das absolut größte Moment eines Trägers berechnet werden, ohne daß man durch eine vorherige Bestimmung der einzelnen Werte von X ausreichenden Aufschluß über das in Frage kommende kleine $n_n$ besitzt, so ist dasselbe besonders festzustellen. Eine unmittelbare Proberechnung mit den vorhandenen kleinsten Werten von n wird in diesem Falle stets rasch ergeben, welches n gültig ist, wenn nicht schon vorher die einfache Überlegung zum Ziel geführt hat.

# WERKVERTRAG UND GELDENTWERTUNG.

*Von Dr.-Ing. Paul Müller, Düsseldorf.*

Zu dieser Frage nimmt in Heft 6 d. J. auch Herr Reg.-Baumeister A. H. Müller, Blankenese, Stellung und entwickelt ein Abrechnungsverfahren, welches seiner Ansicht nach als in jeder Hinsicht gerecht und brauchbar angesprochen werden kann. Hierzu bemerke ich folgendes:

Die Art der Abrechnung kann als Vertrag im eigentlichen Sinne nicht aufgefaßt werden, da der Zahlungsmodus, soll das Verfahren seine Vorzüge behalten, erst während der Bauzeit festgelegt werden kann und somit stets einer mehr oder weniger freien Vereinbarung unterliegt. Das in dem oben erwähnten Aufsatz angeführte Beispiel bringt dieses so recht zum Ausdruck. Denn sobald die Zahlungsweise beim Vertragsschluß festgelegt wird, kann bei der Art der Zergliederung der Angebotssummen in mehrere Anteile und der hierauf entfallenden wöchentlichen Ratenzahlungen eine starke Benachteiligung einer der vertragschließenden Parteien eintreten. Der Bauherr zahlt z. B. eine Zeitlang wöchentlich gleichbleibende Lohnsummen, wie in dem Abrechnungsbeispiel angeführt, dgl. vergütet er gleiche Beträge für Materialien, obgleich Lohn und Baustoffe während dieser Zeit im Preise gestiegen sind. Die Differenz muß also der Unternehmer vorlegen. Damit entfällt aber einer der hauptsächlich gerühmten Vorteile des neuen Modus. Sollen die wöchentlichen Ratenzahlungen mit dem jeweiligen Index steigen oder fallen, so bereitet die Festlegung des Stichtages Schwierigkeiten. Fallen Stichtag und Preiserhöhung nicht zusammen, so entstehen wiederum Nachteile für eine Partei. Besonders unklar werden die Verhältnisse, wenn die angenommene Bauzeit nicht eingehalten werden kann. Wird dieselbe überschritten, so wird der Bauherr nicht mehr die wöchentlichen Raten zahlen wollen, da er ja die Herstellungssumme mit Berücksichtigung der Indizes bereits am Schluß der vertraglichen Baufrist gezahlt hat, sofern die

Angebotssumme bei z. B. zehnwöchentlicher Herstellungszeit in je 10 Teilzahlungen zerlegt wurde. Treten jetzt nach diesen 10 Wochen größere Preissteigerungen ein, so ist der Unternehmer benachteiligt. Man könnte einwenden, bei unverschuldeten Verzögerungen die der Abrechnung zugrunde zu legende Bauzeit entsprechend zu verlängern. In welcher Weise sollen aber alsdann die neuen Ratenzahlungen festgelegt werden? Dies ist nur möglich, wenn bei Vertragsschluß die Baustoffmengen und Lohnstunden, nicht aber die Bauzeit begrenzt werden. Und hiermit kommen wir wieder zu dem von mir in Heft 23/24, 1922 als Fall II behandelten Modus mit getrennter Rückvergütung und ausreichenden Zuschlägen, der allen diesen Möglichkeiten voll gerecht wird und in der Abrechnung ebenso einfach wie der von Herrn A. Müller vorgeschlagene ist. Beide Arten kommen übrigens bei gemeinsamer Grundlage natürlich auch zu gleichem Ergebnis, wie an folgendem Beispiel zu ersehen:

A. Modus: Reg.-Baumeister A. Müller:

Angebotssumme K = 10 Mill.

| | | | |
|---|---|---|---|
| hiervon Zementanteil | 20 vH | = | 2 Mill. |
| Eisenanteil | 20 ,, | = | 2 ,, |
| Holzanteil | 20 ,, | = | 2 ,, |
| Lohnanteil | 40 ,, | = | 4 ,, |

Grundpreise:

| | |
|---|---|
| Zement | 20 000 M/10 t |
| Eisen | 10 000 M/t |
| Holz | 10 000 M/m³ |
| Lohn | 10 M/h |

Während der Bauzeit lagen die Verhältnisse so, daß die Abrechnung ergab:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Zement: | 50 vH der Menge mit Index | 1 | = | 1 Mill. |
| | 50 ,, ,, ,, ,, ,, | 2 | = | 2 ,, |
| Eisen: | 100 ,, ,, ,, ,, ,, | 1 | = | 2 ,, |
| Holz: | 50 ,, ,, ,, ,, ,, | 1 | = | 1 ,, |
| | 50 ,, ,, ,, ,, ,, | 3 | = | 3 ,, |
| Lohn: | 50 ,, der Stund. mit Index | 2 | = | 4 ,, |
| | 50 ,, ,, ,, ,, ,, | 3 | = | 6 ,, |
| | Abrechnungssumme | | . | 19 Mill. |

B. Modus: Fall II nach Dr.-Ing. Müller.

Gewählt in Kalkulation $\xi = 1{,}3$
Vom Bauherrn zugebilligt $\alpha = \beta = 1{,}3$

1. Ermittlung der Baustoffmengen und Lohnstunden

$$\text{Zement: } \frac{2000000}{2000 \cdot 1{,}3} = 769 \text{ t} = Z$$

$$\text{Eisen: } \frac{2000000}{10000 \cdot 1{,}3} = 154 \text{ t} = E$$

$$\text{Holz: } \frac{2000000}{10000 \cdot 1{,}3} = 154 \text{ m}^3 = H$$

$$\text{Lohnstunden: } n = \frac{4000000}{10 \cdot 1{,}3} = 307778 \text{ h} = L$$

Die Abrechnung ergibt unter den gleichen Verhältnissen wie oben:

$$K' = K + \left[\frac{Z}{2}(4000 - 2000) + \frac{H}{2}(3 \cdot 10000 - 10000) + \frac{L}{2}[(2 \cdot 10 - 10) + (3 \cdot 10 - 10)]\right] 1{,}3$$

$$K' = 19 \text{ Mill.}$$

Der Vertragsmodus mit getrennter Rückvergütung und begrenzten Materialmengen und Lohnstunden besitzt den Vorzug größter Einfachheit und Anpassungsfähigkeit an alle etwa während der Bauzeit auftretenden Zwischenfälle. Er schützt bei richtiger Anwendung beide Parteien vor Ungerechtigkeiten und kann niemals zu Zwistigkeiten bei der Abrechnung führen. Er bringt dem Unternehmer sofort die Zahlungen, die auf die Markverschlechterung zurückzuführen sind, und läßt im übrigen die ursprünglichen Kalkulationsgrundlagen unberührt.

Alle anderen Abrechnungsarten sind mit Mängeln behaftet, die ihre Anwendung entweder sehr erschweren oder welche bei der Abwicklung dieser Verträge zu Ungerechtigkeiten führen.

---

## DAMPFTURBINEN-FUNDAMENTE.

*Von Dr.-Ing. Paul Boros, Berlin.*

Die Berechnung der Dampfturbinenfundamente aus Eisenbeton erfolgt z. Z. ganz allgemein auf Grund von Vorschriften, die die Maschinenfabriken als Erbauer der Turbinen dem entwerfenden Ingenieur geben. Diese Vorschriften lauten bei 6 dem Verfasser bekannten Fabriken grundsätzlich gleich; es sollen die Eigengewichte der Maschine mit einem „Erschütterungsfaktor", der bei den einzelnen Fabriken zwischen 2 und 5 wechselt, multipliziert werden, und die Fundamentquerschnitte sind zur Aufnahme dieser vervielfachten lotrechten Kräfte zu bemessen[1]). Einzelne Firmen geben außer den Eigengewichten der Maschine und des Kondensatorzuges noch den Einfluß eines etwaigen Kurzschlusses an, bei welchem der Stator in der Drehrichtung des Rotors mitgerissen wird (Abb. 1). Die Wirkung eines Kurzschlußmomentes auf das Fundament ist der Wirkung eines Kräftepaares P a gleich, und ihre Berücksichtigung erfolgt durch Bestimmung des Einflusses der lotrechten Lasten P.

Daß all diese von den Maschinenfabriken gemachten Angaben weder die tatsächlichen Verhältnisse vollständig erfassen noch für die Bemessung des Fundamentes ausreichend sichere Grundlagen sind, ergibt sich aus den folgenden Darlegungen.

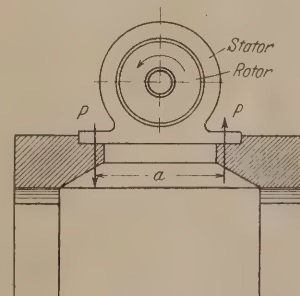


Abb. 1.

In Abb. 2 ist der Rahmen 1—2 des für ein Aggregat bestimmten in Abb. 3 im Grundriß gezeichneten Fundamentes dargestellt. p ist das auf die Breite der Maschinengrundplatte verteilte mehrfache Maschinengewicht. Die durch das Eigengewicht g des Rahmenriegels und durch die Belastung p erzeugten Biegungsmomente sind ebenfalls in der Abb. 2 aufgetragen, während die Abb. 5 die durch diese Biegungsmomente erzeugte Formänderung des Rahmens veranschaulicht.

Die nicht vollkommen ausgewuchtete Maschine übt außer ihrem Eigengewicht noch die periodischen wagerechten $P_1 = a \cos \omega t$ und lotrechten Kräfte $P_2 = a \sin \omega t$ aus (Abb. 6), die ihrer Größe nach wegen der mangelnden Kenntnis des

[1]) Vgl. auch Dampfturbinen-Fundamente aus Eisenbeton von Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund. Veröffentlicht im „Bauingenieur", II. Jahrgang 1921, Heft 16, Seite 437.

Abstandes des Laufradschwerpunktes von der Drehachse unbekannt sind, die aber bei laufender Maschine in Abb. 7 u. 8 dargestellte Formänderungen erzeugen.

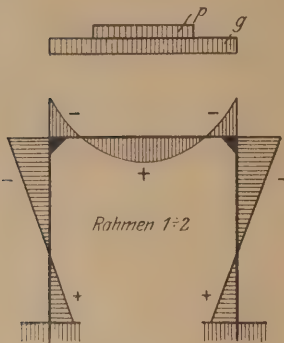



Abb. 2.

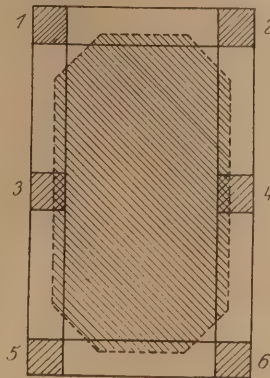



Abb. 3.

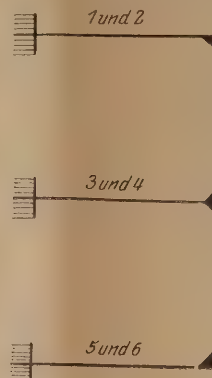



Abb. 4.

3. Bemessung des Fundamentes für die in 1 und 2 genannten Einflüsse derart, daß die zulässigen Beanspruchungen der amtlichen Eisenbetonbestimmungen im Verhältnis der Bruchfestigkeit des Eisenbetons für ruhende Lasten zu der Bruchfestigkeit unter Einfluß von Erschütterungen mit Berücksichtigung wechselnder Vorzeichen der Spannungen, vermindert werden.

Zur Forderung 1 ist im wesentlichen nichts zu bemerken.

Abb. 5.

Die Angabe der Fliehkräfte nach Forderung 2 ist seitens der Maschinenfabriken angenähert durchaus möglich. Für ihre Bestimmung gibt Stodola in seinem Buche „Dampfturbinen" einige Methoden an und es sei an dieser Stelle nur auf den Federversuch hingewiesen, bei welchem die Turbine beweglich gelagert wird und bei laufender Maschine die Kräfte bzw. Durchbiegungen in den anschließenden Federn gemessen werden (Abb. 13).

Die Bestimmung der Schwingungsfestigkeit nach Forderung 3 ist eine Aufgabe, die vom Eisenbetonbauer zu lösen ist. Die Ergebnisse der von der Sächs. mechanisch-technischen

Durch diese Wirkungsweise der Turbine werden im allgemeinen nicht nur die auftretenden Biegungsmomente ihrer Größe nach beeinflußt, sondern auch die Vorzeichen der Spannungen geändert. Würde man sich nur auf die Angaben der Maschinenfabriken stützen, so würde sich eine nach Abb. 9 angeordnete Bewehrung ergeben, während die

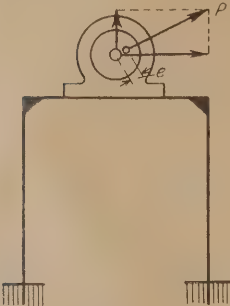



Abb. 6.



Abb. 7.



Abb. 8.

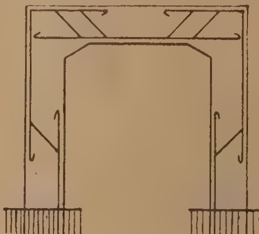


Abb. 9.

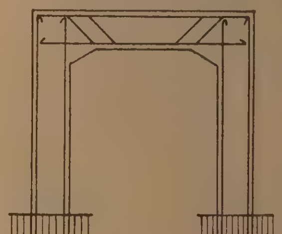


Abb. 10.

Berücksichtigung der tatsächlichen Verhältnisse eine allseitige in Abb. 10 dargestellte Bewehrung erforderlich macht.

Die rechnerische Verfolgung der dynamischen Verhältnisse wird dadurch erschwert, daß der Rotor auf einer elastischen Welle gelagert ist. Die Wirkungsweise des gesamten Aufbaues kann mit einem elastischen Doppelpendel verglichen werden (Abb. 11), wobei die Masse m mit der Feder a den Rotor mit der biegsamen Welle, die Masse m′ mit der Feder b das feste Gehäuse mit seinem Fundament versinnbildlicht. Während die Lösung von Einzelfragen, wie die Frage der Resonanz auf Grund der Ähnlichkeiten mit dem elastischen Doppelpendel keine wesentlichen Schwierigkeiten bietet, bleibt wegen der Unkenntnis der Lage und Größe der nicht ausgewuchteten Masse m (Abb. 6) und wegen der oft unregelmäßigen Ausbildung der Fundamente als räumliche Gebilde (Längs- und Querrahmen in Abb. 2 bis 4) dem Eisenbetonbauer die Einsicht in die tatsächlichen dynamischen Vorgänge verschlossen.



Abb. 11.

Um die eingangs erwähnten Mängel zu beseitigen, schlägt der Verfasser die folgende Berechnungsweise vor:

1. Bestimmung der Normalkräfte und Biegungsmomente infolge Maschinen- und Fundamenteigengewicht.

2. Bestimmung der Biegungsmomente für die wagerecht und lotrecht wirkenden Fliehkräfte $\pm P = m\,e\,\omega^2$, wo m die Masse der Scheibe, e deren Exzentrizität gegen die Drehachse und $\omega$ die Winkelgeschwindigkeit des Schaufelrades bedeuten. Diese Kräfte P, die von den Maschinenfabriken anzugeben sind, erzeugen wagerechte Durchbiegungen $\delta$, deren Größtwert die Breite der Dehnungsfugen zwischen Fundamenttischplatte und Maschinenhaus nicht überschreiten darf (Abb. 12).

Versuchsanstalt in Dresden ausgeführten Versuche[2]) mit Eisenbetonbalken zur Bestimmung des Einflusses von Erschütterungen sind für Dampfturbinenfundamente nach Ansicht des Verfassers nicht anwendbar. In der Versuchsgruppe III wird dort der Einfluß unmittelbarer Erschütterungen durch vibrierende Massen untersucht. Die Versuchsanordnung zeigt Abb. 14.

Die Probebalken waren durch Gewichte P derart vorbelastet, daß ein Vorzeichenwechsel in den Betonspannungen nicht stattfinden konnte. Der die Erschütterungen verursachende Motor M erzeugte an der Balkenunterkante Risse und es hat sich an den Rißstellen das sog. „Atmen" gezeigt, was durch die auf die Rißstellen geklebten Schellackbänder festgestellt wurde. Die Belastungsanordnung war jedoch so gewählt, daß an den Rißstellen auch bei vibrierendem Motor keine Druckspannungen zu übertragen waren. Hieraus ergibt sich auch das auffallend günstige Ergebnis.

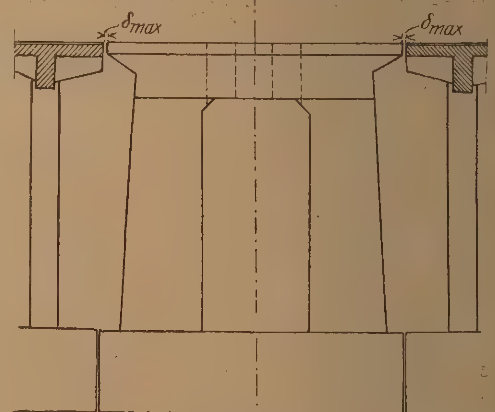
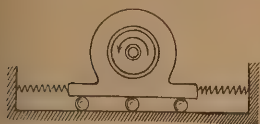



Abb. 12.

[2]) Scheit-Wawrziniok-Amos, Heft 40 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Berlin 1918, Verlag W. Ernst u. Sohn.

Die Verfasser schließen: „Im allgemeinen haben die Versuchsergebnisse der Gruppe III den Nachweis geliefert, daß


Abb. 13.

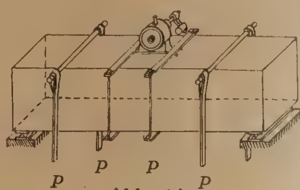


Abb. 14.

28 Tage nach Herstellung beginnende Erschütterungen in der angewandten Stärke keinen gesetzmäßigen, und zwar weder ausgesprochen günstigen noch ungünstigen Einfluß auf die Festigkeit der Bauteile ausüben, und daß durch die Erschütterungen bewirkte Risse auch keine unmittelbare Be-

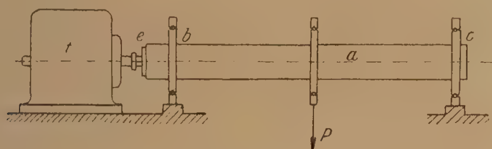


Abb. 15.

einträchtigung der Verbundwirkung zwischen Eisen und Beton zur Folge haben."

Wesentlich andere Resultate würde die folgende in Abb. 15 skizzierte Versuchsanordnung gehabt haben. (Rotierender Stab a an seinen Enden in Kugellagern b und c drehbar gehalten, t Motor, e elastische Kuppelung, P ständig lotrecht wirkende Kraft.)

Herr Professor O. Föppl[3]) untersuchte auf diese Art Konstruktionsstähle und fand, daß Bruchfestigkeit $\sigma_{Br}$ und Schwingungsfestigkeit $\sigma_S$ sogar bei homogenen Baustoffen in nicht einer bestimmten, sondern für verschiedene Baustoffe im verschiedenen Verhältnis zu einander stehen. (Diese Beobachtung würde schon genügen, um für Turbinenfundamente verschiedene Erschütterungsfaktoren festzulegen, je nachdem es sich um ein Eisenbetonfundament handelt, dessen Tischplatte aus Eisenbetonbalken oder aus einem Trägerrost besteht.) In keinem Falle ist die Verhältniszahl

$$n = \frac{\sigma_{Br}}{\sigma_S}$$

gleich 1 wie dies bei den Ergebnissen der von der sächs. mech.-techn. Versuchsanstalt ausgeführten Versuche etwa der Fall war, sondern bei Stahl etwa 3, bei Bronze 4, so daß für Eisenbeton kaum ein günstigeres Verhältnis wie 5:1 bei beliebig häufigem Belastungswechsel und bei einem Schwanken der Spannungsgrenzen zwischen $+\sigma_{max}$ und $-\sigma_{max}$, zu erwarten ist.

Der Verfasser würde es begrüßen, wenn diese Zeilen zu dem beschriebenen oder zu ähnlichen Versuchen die Anregung geben würden, da die Kenntnis der Schwingungsfestigkeit des Eisenbetons die Grundbedingung für eine zuverlässige Berechnung der Dampfturbinenfundamente ist.

## MITTEILUNG DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

### BAUINGENIEURE!

Wir wollen gerade in unseren schweren Tagen an die Zukunft und die Aufgaben denken, die unserer harren.

Wir waren bisher zersplittert und hatten keinen geistigen Mittelpunkt, in dem wir uns gegenseitig helfen, anregen und belehren konnten, wie dies bei den großen und mächtigen Vereinigungen der Bauingenieure in Nordamerika und England der Fall war.

Deshalb haben wir uns in engster Fühlungnahme mit dem VDI zusammengeschlossen, um alle Bauingenieure, des Staates oder der Privatunternehmungen, selbständig oder unselbständig, ältere und jüngere Fachgenossen im Verein mit unserem Nachwuchs von den Hochschulen zu sammeln.

Durch Zusammenfassung aller Bauingenieure werden wir erst in die Lage kommen, im Interesse der Allgemeinheit die Entwicklung zu finden, die uns bisher versperrt war.

Bisher sind über 850 Mitglieder beigetreten. Alle, die noch fehlen, mögen bald der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen beitreten.

Unser Gesellschaftsorgan „Der Bauingenieur", das jedes Mitglied mit einer Ermäßigung von 25 vH gegenüber dem Ladenpreis beziehen kann, enthält alle Mitteilungen.

Mitgliedsbeitrag: 2000 M (für Mitglieder des V.d.I. 1800 M),
500 M für Junioren (Studierende).

Beitrittserklärungen nimmt die Geschäftsstelle entgegen.

## LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

### Baustoffkunde.

654. Mauerziegelnormung. Tonind. Ztg. 1923, Nr. 27, S. 212. Wiedergabe des Wortlauts der DI Norm 105.

655. Naturstein oder Betonwerkstein. Tonind. Ztg. 1923, Nr. 27, S. 211. Stellungnahme zu einer Verordnung der sächsischen Regierung, die für die Bevorzugung der Natursteine eintritt.

656. Traß in Mischung mit Portlandzement. Von Dr. Goslich, Berlin. Mitt. über Zement usw. 1923, Nr. 7, S. 55. Entgegnung auf Behauptungen des Dr. Herrmann, Berlin, in der Nr. 23 d. Zeitschrift 1922, betr. Abspaltung von Kalkhydrat im abgebundenen Zement.

### Baumaschinen.

657. Das Gleisrücken auf der Kippe und die Böschungsgleisrückmaschinen. Von Ober-Reg.-Rat Schmidt, Berlin-Tempelhof. Bautechnik 1923, Nr. 19, S. 180—182, 8 Abb. Neu patentierte Maschinen der Fried. Krupp A.-G. für das Verrücken von Fördergleisen auf anzuschüttenden Dämmen.

658. Die Eimerketten-Trockenbagger der Fried. Krupp A.-G. in Essen. Von Geheimrat Prof. Buhle, Dresden. Bautechnik 1923, Nr. 20, S. 185—187, 5 Abb. Beschreibung der in Verbindung mit der Maschinenfabrik Buckau A.-G., Magdeburg, hergestellten Typen.

659. Löffelbagger mit 2,5 cbm Fassung. Engineering vom 9. März 1923, 5 Spalten, 12 Abb. Dampfbagger schwerster Bauart zur Massengewinnung in Steinbruch, für Molenschüttung in neuem Hafen an der Goldküste. Baggerwagen vierachsig, 1065 mm Spurweite. Besondere Stützarme für Seitensteifigkeit.

### Statik und Festigkeitslehre.

660. Knickberechnung gedrückter Stäbe, deren Sicherheitsgrad mit der Schlankheit stetig zunimmt. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Friederich, Stuttgart. Bautechnik 1923, Nr. 21, S. 196/197, 3 Abb. Aufstellung einfacher Formeln im Anschluß an frühere Ausführungen von Dr.-Ing. Schaechterle (Bautechnik Nr. 4 und 5).

### Brückenbau.

Allgemeines.

661. Normen für Straßenbrücken. Von Ellerbeck. Bautechnik 1923, Nr. 22, S. 201/202, 3 Abb. Ausführun-

[3]) Schwingungsbeanspruchung und Rißbildung insbesondere von Konstruktionsstählen. „Schweizerische Bauzeitung" vom 24. II. 1923.

gen der in Nr. 21 des Bauingenieur 1922 veröffentlichten und nunmehr festgesetzten Vorstandsvorlage des Normenausschusses. Vergleich mit österreichischen Normen.

662. Wirtschaftliche Ausbildung von Widerlagern. Von Reg.-Baurat Hülsenkamp, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 15, S. 145/146, Abb. Musterentwürfe nach Untersuchungen der Reichsbahndirektion Stuttgart, die ein Zusammenwirken zwischen Decke und Widerlager und zwischen Widerlager und Flügel berücksichtigen. Materialersparnis 10—30 vH.

663. Die Michigan-Avenue-Klappbrücke in Chicago. Bautechnik 1923, Nr. 15, S. 151. Kurzer Bericht über Konstruktion nach Scientific American.

664. Zylinderförmige Brückenpfeiler aus Eisenbeton. Railway Age vom 21. April 1923, 2 Seiten, 3 Abb. Eisenbahnbrücke aus 11 großen eisernen Überbauten bis 100 m Spannweite bei New Orleans, Mexiko, stark gefährdet durch Wirbelstürme und Wellenschlag. Deshalb Zylinderpfeiler aus Eisenbeton in Eisenschalung. Als Brunnen versenkt. Höhlung nur im Fuß ausbetoniert.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

665. Straßenbrücke über die Mosel bei Niederemmel. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 8, S. 57—59, 5 Abb. Stampfbeton-Dreigelenkbogenbrücke mit Eisenbeton-Walzgelenken. 4 Öffnungen zu je etwa 50 m. Nutzbare Brückenbreite 5 m.

d) Eisenbetonbrücken.

666. Eisenbetonbrücke aus fertigen Teilen. Engineering, Vol. CXV, Nr. 2991, vom 27. April 1923, 3 Seiten, 43 Abb. Fußgängerbrücke über viergleisige Bahn. Bogen mit Zugband und angehängter Bahn. Verlangt war: Freihaltung der beiden Hauptgleise vom Lehrgerüst in 9,15 m Weite und voller Höhe. Deshalb Zugband und Gangbahnplatte in 10,7 m Länge vorher betoniert und nach Erhärtung mit Kran übergelegt und Brücke in sonst üblicher Weise fertiggemacht.

e) Eiserne Brücken.

666a. Die Lastenzüge zur Berechnung der Eisenbahnbrücken und der für den Oberbau maßgebende Achsdruck. Von Ober-Reg.- und Baurat Dr.-Ing. Kommerell, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 17, S. 161 bis 163, 8 Abb. Auswirkung der neuen Bestimmungen bei den bestehenden Brücken. Allmähliche Umwandlung in N-, E- und G-Strecken.

667. Deckblätter zu den Vorschriften für Eisenbauwerke. Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken. Bautechnik 1923, Nr. 20, S. 185. Deckblätter zu der Veröffentlichung in Heft 17 derselben Zeitschrift.

**Industriebauten.**

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

668. Neubauten der Gewerkschaft Emscher-Lippe. Mitteil. über Zement usw. Deutsche Bauzeitung 1923, Nr. 8, S. 59/60, 6 Abb. Beschreibung einiger von der Firma Butzer, Dortmund, in den Jahren 1914—19 ausgeführter Eisenbetonbauten wie Maschinenhaus, Kohlenwäsche, Kohlenturm u. dergl.

669. Technik und Kunst im Industriebau. Von Dr.-Ing. Fuchs, Stuttgart. Österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst 1923, Nr. 4, S. 58—60, Nr. 5, S. 79—80. Stellung zwischen Bauingenieur und Architekt. Auszug aus einem Vortrag vor dem Arch.- und Ing.-Verein zu Stuttgart.

**Gründungsarbeiten usw.**

670. Die neuere Entwicklung des Grundwasser-Absenkungsverfahrens. Von Dr.-Ing. Schultze, Bornim. Bautechnik 1923, Nr. 19, S. 177—79, 8 Abb. Entwicklung im letzten Jahrzehnt. Flußuntertunnelungen. Grundwasser-Senkungsverfahren der Siemens-Bauunion.

**Wasserbau.**

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

671. Das Gesetz für den Durchflußwiderstand in Rohrleitungen kreisförmigen Querschnittes. Bautechnik 1923, Nr. 18, S. 174/75. Auszug aus der Handschrift von Geheimrat H. Lang, Köln, die den Beweis seiner neusten im Bd. 1 der 24. Aufl. der „Hütte" aufgenommenen Formel enthält.

672. Untersuchungen über die stehenden Wellen in Kanälen und Wasserläufen. Von L. Bonneau. Annales des Ponts et Chaussées 1922, Nr. 6, S. 273—280 mit 2 Abb. Untersuchungen über das Entstehen und die Größe der Wellen und ihre Abhängigkeit von der Tiefe des Wasserlaufes.

673. Beziehungen zwischen Wasserabfluß und Niederschlagsmenge des Maasbeckens. Von Hegly. Annales des Ponts et Chaussées 1922, Nr. 5, S. 181—183. Mitteilung von Untersuchungsergebnissen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

674. Das Verhalten der beweglichen Sohle in geschiebeführenden Flüssen bei steigendem und fallendem Wasser. Von Ministerial-Rat a. D. Dr.-Ing. Faber, München. Bautechnik 1923, Nr. 15, S. 147—50. Ergebnis von ausführlichen Beobachtungen an den süddeutschen Flüssen. Anregungen zu weiteren Untersuchungen und Arbeitsprogramm.

675. Hellingbauten. Bautechnik 1923, Nr. 21, S. 199. Auszug aus einem Vortrag des Herrn Linsenhoff im Hamburger Arch.- und Ing.-Verein. Allgemeines über Hellinge und von der Philipp Holzwann A.-G. ausgeführte Hellinganlagen.

676. Neuartige selbstschreibende Meerespegel. Zentralblatt 1923, Nr. 42—43, S. 248—49, 2 Abb. Bericht über einen in Finnland zur Beurteilung der Frage der Strandverschiebung benutzten und bewährten Pegel.

677. Stand der Arbeiten am Küstenkanal. Von Reg.-Baurat Popken, Oldenburg. Wasserkraft 1923, Nr. 6, S. 73. Bericht über die Bauarbeiten in den Wintermonaten; Schleusenbaugrube bei Oldenburg, Kanalbett, Brückenbauten, Kosten.

678. Die Rheinschiffahrt von Straßburg bis zum Bodensee. Deutsche Bauzeitung 1923, Nr. 41—42, S. 203—204. Auszug aus einem Vortrag des Geh. Baurats Prof. Dr. de Thierry in der Preuß. Akademie des Bauwesens am 22. März 1923.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

679. Abdichten von Staudämmen. Wasserkraft 1923, Nr. 7, S. 86/87. Auszug aus der Schweiz. Btzg. vom 30. September 1922 über Ergebnisse von ausführlichen Versuchen eines seit 1918 arbeitenden Ausschusses.

680. Die Erhöhung und Verstärkung einer Staumauer. Bautechnik 1923, Nr. 15, S. 151, 1 Abb., Nr. 18, S. 169. Gutachten der Akademie des Bauwesens und Entgegnung des Dipl.-Ing. Marung, Schwerin.

681. Französische Staumauer in aufgelöster Bauweise mit eingebautem Kraftwerk. Zentralblatt 1923, Nr. 42/43, S. 249, 4 Abb. Bericht nach Génie Civil vom 9. Dezember 1922 über die im Flusse Le Léguer bei Belle-Isle-Terre (Côtes du Nord) gelegene Anlage einer Papierfabrik. Stauhöhe 13 m.

682. Die Spannungsverhältnisse in Druckstollen. Von Ziviling. Dr. v. Posch, Innsbruck. Wasserkraft 1923, Nr. 6, S. 61—69, 5 Abb. Abhandlung, die sich gegen den früheren Aufsatz von Ing. Dr. Mühlhofer, Innsbruck, wendet (Berechnung kreisförmiger Druckschachtprofile unter Zugrundelegung eines elastisch nachgiebigen Gebirges, veröffentlicht in der Zeitschrift des österr. Ing. u. Arch.-Vereins 1921, Nr. 15, S. 24—27). Bestimmung, wenn eine Auskleidung eines Stollens erforderlich ist und wenn nicht. Hierzu Entgegnung von Ing. Dr. Mühlhofer in Nr. 8, S. 91—96: „Zur Druckstollenfrage", die die Kritik des Herrn v. P. als jeder Grundlage entbehrend hinstellt und die von diesem aufgestellte Theorie als unrichtig bezeichnet.

683. Die Verleihung von Wasserbenutzungsrechten. Von Dr. Werneburg, Berlin. Wasserkraft 1923, Nr. 6, S. 70—72. Erläuterungen zu § 46 des preußischen Wassergesetzes. Besprechung von Fällen, in denen eine Verleihung zu versagen ist.

684. Die Wasserkraftanlagen in Bayern. Von E. Mattern, Potsdam. Zentralblatt 1923 Nr. 35/36, S. 205 bis 208, Nr. 39/40, S. 229—234, Nr. 41/42, S. 242—248, 52 Abb. Wasserwirtschaftliches; geologische Verhältnisse; Möglichkeit der Errichtung von Talsperren; Leistungen der bayerischen Wasserkräfte; nähere Beschreibung des Walchensee- und Bayernwerkes, des Ausbaus der Mittleren Isar und der Altwerke.

**685.** Die Großwasserkraftverwertung in Österreich nach dem Stande Ende Dezember 1922. Österr. Monatsschr. f. d. öff. Baudienst 1923, Nr. 4, S. 62—64. Tabelle vom österreichischen Wasserkraft- und Elektrizitätswirtschaftsamte, auch „Wasserkraft“ 1923, Nr 7, S. 83/84.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

**686.** 75 m lange Eisenbetonpfähle am neuen Hudson-Tunnel. Engineering vom 2. März 1923, 5 Spalten, 9 Abb. Lüftungsschacht mit Caisson gegründet, der auf 75 m langen Eisenbetonpfählen mit Kopfplatte aufsitzt. Pfähle von 60 cm Stärke aus Eisenrohren, die eingerammt wurden, Spiralarmierung und Beton nachher eingebracht.

**687.** Whitaker Tunnelbohrmaschine. Engineering vom 26. Januar 1923, 4 Spalten, 8 Abb. Gleiswagen, Angriff auf Stollenbrust mit Flügelrad mit 4 Schneiden. 2,1 m oder 3,6 m Durchmesser. Aushub mit Gurtförderer zurückgebracht und sofort geladen. Im Kriege in Kalk und Mergel verwendet. Arbeitsfortschritt in einer Stunde: kleinere Bauart 0,9, größere Bauart 2,4 m.

Vgl. Nr. 657, 658, 659.

### Straßenbau.

**688.** 4. Internationaler Straßenkongreß 1923 in Sevilla. Engineering, Vol. CXV, Nr. 2993 vom 11. Mai 1923. Kurzer Bericht über die Verhandlungen: 1. Bau und Unterhaltung, 2. Verkehr. Betonstraßen beherrschten die Tagesordnung.

**689.** Eisenbetonstraßen in England. Modern Transport vom 24. März 1923, 6 Spalten, 7 Abb. Beschreibung von Entwurf und Ausführung der ersten größeren Eisenbetonstraßen im Umkreis von Manchester in den Jahren 1921/22.

**690.** Betonstraßen in den Vereinigten Staaten von Amerika. Zentralblatt 1923, Nr. 37/38, S. 225. Bericht nach Engineering and contracting durch den norwegischen Abteilungsingenieur Eriksen.

**691.** Bewehrter Macadam für Landstraßen. Mitt. über Zement usw. 1923, Nr. 7, S. 55/56. Mitteilung über eine seit 1908 in Frankreich aufs beste bewährte Befestigungsweise aus gebrochenem Hartgestein von 6—10 cm Größe, das von Hand versetzt, durch Zement oder Bitumen gebunden wird und eine Armierung von Flacheisen erhält.

### Eisenbahnbau und -betrieb.

**692.** Chromnickelstahl für Weichen und Kreuzungen. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 20, S. 188/189. Sehr gute Erfahrungen der Straßenbahngesellschaft von Milwaukee, die an Stelle von Manganstahl Chromnickelstahl verwendet. Angaben über chemische Zusammensetzung, Abnutzung usw.

**693.** Messungen des Druckes zwischen Rad und Schiene am Eisenbahngleis. Von Dr. Saller, Regensburg, 1923, Zentralblatt Nr. 37/38, S. 220—222. Ausführungen zu einem Aufsatze von Dr. Bloß, Dresden, und bisherige Entwicklung dieser Frage.

**694.** Betrachtungen über den Brennstoffverbrauch im Lokomotivbetriebe. Von Dr. techn. Sanzin, Wien. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens 1923, Nr. 1, S. 1—10. Veröffentlichung der Versuche des verstorbenen Dr. Sanzin. Studium der Verbrauchsziffern für ein Nutz-Tonnen-Kilometer.

**695.** Ablaufsignal mit Paraboldoppelflügel. Bautechnik 1923, Nr. 21, S. 195/196, 3 Abb. Beschreibung des seit 1919 auf dem Rangierbahnhof Tempelhof bei Berlin bestbewährten Signals, Bauart Roudolf, D. R. G. M. 629 935.

**696.** Frühgeschichte der Delaware & Hudson Co. Railway Age, Vol. 74, Nr. 21, vom 28. April 1923. Erste Eisenbahngesellschaft Amerikas. 100 jähriges Bestehen. Berühmte Schwerkraftbahn von 20 km Länge für Kohlenförderung, später auch für Personenverkehr. Bestand bis 1899. Geschichte der ersten amerikanischen Lokomotive.

**697.** Entgleisungen durch halbgeöffnete Weichenzungen. Von J. Perret. Révue générale des chemins de fer et des tramways 1923, Bd. 1, Nr. 3, S. 226—233, mit 6 Abb. Untersuchungen über das Entgleisen von Fahrzeugen in Ablenkvorrichtungen.

**698.** Die Bahnen in Estland, Lettland und Litauen. Révue générale des chemins de fer et des tramways 1923, Bd. 1, Nr. 3, S. 240—242, mit 1 Abb. Schilderung des Zustandes im Eisenbahnwesen der drei baltischen Staaten.

**699.** Die Elektrisierung der Chemins de Fer du Midi. Von P. Leboucher und H. Ledoux. Révue générale des chemins de fer et des tramways 1923, Bd. 1, Nr. 3, S. 181—225, mit 41 Abb. Eingehender Bericht über die Einführung des elektrischen Betriebes. Beschreibung der Wasserkraftwerke und Verteilungsanlagen für die elektrische Energie.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

**700.** Dimensionierung von Plattenbalken bei gegebenem Moment, Druckbreite, Beton- und Eisenspannung. Von Ing. W. Berger, Düsseldorf, Mitteil. über Zement usw. 1923, Nr. 7, S. 54, 2 Tab. Graph. Tabellen mit Zahlenbeispiel.

**701.** Bemerkungen zu dem Entwurf neuer Vorschriften für Eisenbetonbauten. Von Dr. J. Melan. Mitt. d. Deutschen Ing.-Vereins in Mähren 1923, Nr. 3, S. 40. Kritik und Verbesserungsvorschläge zu den beabsichtigten Vorschriften der tschechoslowak. Republik.

**702.** Eisenbetonbehälter für die Gärung und Lagerung von Wein und Bier. Zement 1923, Nr. 15, S. 114—16. Ältere und neue Arten der Wandverkleidung und Imprägnierung. Ausgeführte Beispiele.

**703.** Ergebnisse der Weiterarbeit im Eisenbeton-Schiffbau. Von Dipl.-Ing. Brune, Minden. Tonind. Zeitung 1923, Nr. 31, S. 241—42. Beschreibung eines 900 t-Schiffes, eines Schwimmdocks und einer Fähre, die sich alle sehr gut bewähren sollen.

**704.** Neuerungen im landwirtschaftlichen Bauwesen. Mitt. über Zement (usw.) 1923, Nr. 7, S. 49—50, 5 Abb. Beschreibung des neupatentierten Rank-Kleinsilos und Ifla-Kornturms aus Eisenbeton zur sachgemäßen Lagerung von Getreide für mittlere Gutsbetriebe mit etwa 4000 Zentner Getreide.

**705.** Die Herstellung von armierten Betonrohren nach dem Schleuderverfahren, System Hume. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 17, S. 403—404 mit 3 Abb. Beschreibung der Maschine zur Herstellung von geschleuderten Rohren mit 2,0 m und mehr Durchmesser.

Vgl. Nr. 655, 656, 668.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

— — — —

### Holzbau.

**706.** Brücken- und Dachkonstruktionen aus Holz. Der Holzbau 1923, Nr. 7, S. 26. Auszug aus einem Vortrag des Dr.-Ing. Lewe, Berlin, vor dem Arch.- u. Ing.-Verein Hamburg. Betonung der Vorteile des Holzbaus gegenüber Eisen und Eisenbeton, insbesondere Empfehlung der Tuchschererschen Ringdübel.

**707.** Ausbessern von Straßenbahn und Leitungsmasten. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 22, S. 206, 1 Abb. Beschreibung einer in Amerika seit 12 Jahren aufs beste bewährten Methode, angefaulte oder angerostete Leitungsmaste an der Übergangsstelle aus der Erde in die Luft mit einer aus zwei klauenartig ineinanderfassenden Teilen bestehenden gußeisernen Hülse zu verkleiden und den 1 cm gebliebenen Spielraum zwischen Hülse und Mast mit Beton auszugießen.

**708.** Zur Erhaltung von Leitungs-Holzpfählen. Zentralblatt 1923, Nr. 37—38, S. 224. Beschreibung eines in Norwegen bewährten früher patentierten Verfahrens Verwendung von Kreosotöl.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

**709.** Internationale Städtebau-Ausstellung in Gothenburg (Schweden). Deutsche Bauzeitung 1923, Nr. 38, S. 184. Ankündigung für Herbst 1923.

**710.** Erweiterung der Stadt Los Angeles in den Vereinigten Staaten. Zentralblatt 1923, Nr. 41 bis 42, S. 250, 3 Abb. Plan, die Stadt, die zurzeit 670 000 Einwohner hat, zu einer Mehrmillionenstadt nach modernen Grundsätzen auszubauen.

**711.** Düker aus Eisenbetonrohren. Engineering vom 4. Mai 1923, 9 Spalten, 18 Abb. Hauptsammler der städtischen Entwässerung in Sidney mit Eisenbetonrohren von 1,8 m Weite und 30 m Länge unter dem Hafen hindurchgeführt. Stoßstellen auf Pfahlgründung. Rohre eingefahren und versenkt.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

Vgl. Nr. 707, 708.

### Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

— — — —

### Bauunfälle.

— — — —

### Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

Vgl. Nr. 667.

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

712. Betriebsratsmitglieder und ihr Geschäft. Städt. Tiefbau 1923, Nr. 9—10, S. 34. Recht zur fristlosen Entlassung, wenn ein Betriebsratsmitglied die Arbeit verläßt, um angeblich Obliegenheiten als B. zu erfüllen.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

713. Max Gary †. Bautechnik 1923, Nr. 17, S. 167. Nachruf von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. Rudeloff.

714. Breslauer Baumesse 1923. Von Prof. Dr.-Ing. Grotte. Zentralblatt 1923, Nr. 39—40, S. 234. Kurzer Bericht über die vor allem dem Hochbauwesen gewidmete Messe.

715. Wärmewirtschaft im Bauwesen nach einem Vortrag des Baurats Dipl.-Ing. de Grahl in der Akademie des Bauwesens. Bautechnik 1923, Nr. 18, S. 171—74, 10 Abb. Regeln, die beim Bau von Wohnräumen und für sparsames Heizen dieser zu beachten sind.

---

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Entwicklung der Wasserkräfte in Chile.

Chile liegt abseits der großen Verkehrsstraße. Es ist höchstens als Erzeuger von Stickstoffdünger und Kupfer bekannt. Trotzdem birgt es große Entwicklungsmöglichkeiten. An hervorragender Stelle stehen seine Wasserkräfte. Seine geographische Beschaffenheit ist hierfür äußerst günstig. Die Ostgrenze verläuft entlang der Anden, die meist bis in die Schneeregion aufsteigen, im Westen ist es vom Meere begrenzt. Das sichert ununterbrochenen Wasserabfluß und ergibt starkes Gefälle der Flüsse. Die Regierung hat zwar schon in zahlreichen Fällen die Genehmigung zur Ausnutzung der Wasserkräfte gegeben, doch begnügen sich die Inhaber meistens damit, dieses Recht weiter zu veräußern.

Das erste Kraftwerk von einiger Bedeutung wurde vor etwa 15 Jahren von einer deutschen Unternehmung errichtet, die Eigentümerin der elektrischen Straßenbahn in Santiago war. Das Kraftwerk liegt etwa 19 km östlich der Stadt in den Anden, im Tale des Maipo.

In jüngerer Zeit bildete sich eine chilenische Gesellschaft, um die Wasserkräfte des Landes zu untersuchen und kam zu dem Ergebnis, daß das Gebiet des Colorado und Maipo, also der Mittelteil des Landes, die besten Absatzmöglichkeiten für Kraft bieten. Neuerdings hat sich eine andere Gesellschaft gebildet, die die Energie für die Elektrisierung der 180 km langen Strecke Santiago—Valparaiso beschaffen will. Das Kraftwerk dafür, im Tale des Colorado, ist bereits im Bau. Vom Wasserschloß führt ein 8000 m langer Kanal nach dem Kraftwerk, der 11 m³/s bei 7,5 m Höhenverlust fördert. Das Werk besitzt 3 Peltonturbinen von je 10 000 PS. Die nutzbare Stauhöhe beträgt 180 m. Jede Turbine nimmt 5,5 m³/s auf. Eine besondere Stauanlage gestattet zeitweise noch 14 000 PS zu erzeugen, so daß sich die Spitzenleistung auf 34 000 PS beläuft. Der Kraftwasserkanal ist meistens ein offener Graben, der am Hange hinführt. Teilweise liegt er im Tunnel. Die Druckleitung besteht aus 3 Eisenrohren. Das Kraftwerk ist aus Eisenbeton und Bruchsteinmauerwerk erbaut.

Die elektrische Energie wird als Drehstrom von 6600 V Spannung mit 50 Perioden erzeugt, für die Fortleitung aber auf 110 000 V umgespannt. Die Freileitung besteht aus Kupfer. Die Spannweiten betragen 200 m. Bis Santiago ist diese Hochspannungsleitung bereits fertig. Der Betrieb des Werkes soll nächstens eröffnet werden.

Die Gesellschaft hat noch weitere Rechte zur Ausnutzung von Wässerkräften erworben. Nach den bisherigen Planungen sollen im Gebiete der beiden Ströme 200 000 PS ausgebaut werden. (Engineering v. 8. 9. 1922.) Gl.

### Untersuchungen am Eisenbahn-Oberbau in Nordamerika.

Nachdem bereits in den Jahren 1918 und 1920 von dem amerikanischen Oberbauausschuß eingehende Berichte über das Verhalten des Oberbaues unter bewegter Last herausgegeben worden sind, die in Eng. News Rec. vom 14. März 1918 bzw. vom 26. Februar 1920 niedergelegt worden sind, sind in neuerer Zeit weitere Untersuchungen durchgeführt worden, deren Ergebnisse hier kurz mitgeteilt werden sollen:

1. Mit zunehmender Fahrgeschwindigkeit vergrößern sich die Durchbiegungen der Schienen; bei einer Geschwindigkeit von 60 km/h vergrößert sich die Durchbiegung um 18 vH gegenüber der Durchbiegung beim stillstehenden Fahrzeug, bei einer Geschwindigkeit von 90 km/h um 27 vH.
2. Mit zunehmender Geschwindigkeit macht sich auch bei richtig bemessenen Gegengewichten an den Lokomotivrädern der Einfluß des Gegengewichtes stärker bemerkbar; bei Geschwindigkeiten bis etwa 40 km/h ist der Einfluß des Gegengewichtes kaum merklich, bei größeren Geschwindigkeiten treten schlagartige Beanspruchungen der Schiene auf, die bei einer Geschwindigkeit von 60 km/h etwa 50 vH größer sind als die normalen Beanspruchungen.
3. Die seitliche Durchbiegung der Schiene auf gerader Strecke schwankt zwischen 10 und 50 vH der lotrechten Durchbiegung. Das Verhältnis der seitlichen zur lotrechten Durchbiegung ist unabhängig von der Geschwindigkeit und den Gegengewichten.
4. Die Verteilung des Lokomotivgewichtes auf Trieb- und Laufachsen ändert sich beim Durchfahren von Kurven.

Die Versuchsanordnungen sind in dem Originalartikel in Eng. News Rec. sehr eingehend beschrieben, wo auch zahlreiche graphische Darstellungen und Tabellen über Schienendurchbiegungen, Schienenbeanspruchungen und Schienenabnutzungen im geraden und gekrümmten Gleis gebracht werden. (Aus Eng. News Record, Heft 10 vom 8. März 1923.) Dr.-Ing. Finter.

### Eisenbetongerinne.

Zur Bewässerung eines größeren Gebietes in Nordamerika wurden seit langen Jahren hölzerne Gerinne verwandt, die infolge vieler schadhafter Stellen gegen Eisenbetongerinne ausgewechselt wurden. Das neu erstellte Gerinne ist 1300 m lang und kann eine Größtwassermenge von 9,5 m³/s abführen. Es steht auf einem 4,72 m hohen Rahmen, der unten 4,82 m, oben 3,75 m breit ist und durch zwei Diagonalen und eine Mittelstütze versteift ist. Die einzelnen Rahmen stehen in Abständen von 1,30 m. Auf sie wird mit Hilfe eines Kranes das eigentliche Gerinne aufgesetzt, das aus Trogstücken von 1,75 m Breite und 1,95 m Höhe besteht. Die Dichtung des Gerinnes erfolgt durch einen an den aneinanderstoßenden Trogstücken befindlichen Falz, der mit einem fetten Zement gedichtet wird. Die einzelnen Rahmen und Trogstücke wurden fabrikmäßig hergestellt. An der Anlage, die in 3½ Monaten fertiggestellt war, haben sich bis jetzt keine Nachteile gezeigt, insbesondere hat sich die Dichtung der einzelnen Trogstücke sehr bewährt. (Aus Eng. News Record, 1923, Heft 5 vom 1. II. 23.) Dr.-Ing. Finter.

### Zuschrift.

Zum Aufsatze des Herrn Leo Báron im Bauingenieur Heft 7, Jahrgang 1923 (Seite 214) bemerke ich nachstehendes:

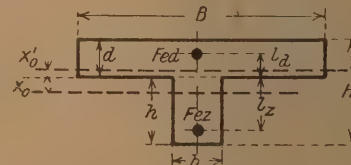
Die von Báron abgeleitete Formel $M \gtrless 50\, b\, d^2$ wurde bereits von A. Cappilleri im Bautechniker 1912 Nr. 2 angegeben.

Eine ganz allgemeine Beziehung für die Lage der Nullinie, die das gesamte Gebiet der einfach und doppelt bewehrten Rippenbalken und Platten umfaßt, hat Herzka im Heft 15 des Jahrgangs 1919 der „Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst" abgeleitet.

Er geht von der Überlegung aus, daß das Kriterium für das Zusammenfallen der Nullachse mit der Plattenunterkante beim Rippenbalken die Gleichheit der statischen Momente der Zug- und Druckzone für eben diese Kante ist; überwiegt das statische Moment der Druckzone, so fällt die Nullachse in die Platte, andernfalls liegt sie im Steg. Herzka kommt zu folgender Formel als Kriterium zum Aufsuchen der Nullachse:

$$\frac{1}{2}\left(B\,d^2 - \mu\, b\, h^2\right) \gtreqless n\left(F_{ez}\, e_z - F_{ed}\, e_d\right)$$

Die Bedeutung der einzelnen Buchstaben ist aus nachstehender Abbildung zu entnehmen:




Außerdem bedeuten:

$$n = \frac{E_e}{E_b} = 15 \quad \text{und} \quad \mu = \frac{E_{b_z}}{E_{b_d}}$$

Für den Fall, daß die Nullachse die Rippe schneidet, ist

$$x_0^2 - \frac{F_{ik}}{b\,(1-\mu)}\left[1 - \sqrt{1 + 2\,b\,(1-\mu)\,\frac{S_{ik}}{F_{ik}^2}}\right]$$

und fällt dieselbe in die Platte, so ist

$$x_0' = \frac{F_{ik}}{B\,(1-\mu)}\left[1 - \sqrt{1 + 2\,B\,(1-\mu)\,\frac{S_{ik}}{F_{ik}^2}}\right]$$

wobei $F_{ik}$ die ideelle Betonfläche und $S_{ik}$ das statische Moment dieser Betonfläche, beide bezogen auf die Plattenunterkante, bedeuten.

Ing. Dr. Siegfried Singer.

### Ein hölzerner Laufkran aus dem Jahre 1922.

Ein treffliches Beispiel dafür, daß Not erfinderisch macht, ist der abgebildete Laufkran, den die Firma Gottfr. Hagen in ihren eigenen Werkstätten aus Holz herstellte. Das Fachwerk des Parabelträgers



dient zur Aufhängung eines Trägers, Norm Prf. I 23, der die Laufbahn für einen fahrbaren Demag-Elektrozug bildet. Dieses Kleinhebezeug kann als betriebsfertiges Ganzes ohne weiteres in den Träger eingehängt und sofort in Betrieb genommen werden. Für das Katzen- und Kranfahrwerk ist je ein Motor vorgesehen.

### Das Verhalten von Portlandzement und Tonerdezement (Electro-ciment) gegen chemische Angriffe.

(Nach dem Bericht von Dr. Jeanneret in Bulletin technique de la Suisse romande vom 17. Februar 1923.)

Normenfestigkeiten der Zemente nach den Schweizer Normen nach 28 Tagen:

| | Zugfestigkeit | Biegefestigkeit | Druckfestigkeit |
|---|---|---|---|
| Portlandzement | 33 | 37 | 373 |
| Tonerdezement | 62 | 62,4 | 780 |

1. Versuchsreihe. a) Prismen aus 2 Gewichtsteilen Sand, 1 Gewichtsteil Zement und 1 Gewichtsteil Gipsstücken (also 25 vH Gips) wurden in Wasser gelagert. Der Gehalt des Wassers an Kalksulfat war

nach 2 Monaten 0,7 g pro l,
„ 4 „ 1,6 „ „ „

Die Prismen mit Portlandzement begannen sich nach 2 Monaten zu zersetzen. Die Zersetzung steigerte sich rasch nach 3 Monaten. Die Prismen mit Tonerdezement zeigten selbst nach 4 Monaten noch keine Spur der Zerstörung.

Der Versuch zeigt den Wert der Tonerdezemente für den Gebrauch in neutralen Salzlösungen.

Festigkeitsuntersuchungen an denselben Prismen ergaben im Durchschnitt für

| | Biegefestigkeit kg/cm² | Druckfestigkeit kg/cm² |
|---|---|---|
| Portlandzement | 22 | 103 |
| Tonerdezement | 55 | 276 |

b) Parallelversuche an in reinem Wasser gelagerten Prismen derselben Zusammensetzung, jedoch Kies statt Gips, ergaben

| | Biegefestigkeit kg/cm² | Druckfestigkeit kg/cm² |
|---|---|---|
| Portlandzement | 45 | 156 |
| Tonerdezement | 80 | 270 |

2. Versuchsreihe. Prismen wie unter 1 b) wurden mit Rücksicht auf den Fall der Verwendung von Zement bei Weinbehältern in Wein gelagert. Nach 6 Wochen der Lagerung in viermal erneuertem, gewässertem Wein wurden folgende Festigkeiten erzielt:

| | Biegefestigkeit kg/cm² | Druckfestigkeit kg/cm² |
|---|---|---|
| Portlandzement | 29—31 (35) | 134—140 (144) |
| Tonerdezement | 56,5 (60) | 266 (266) |

Die in Klammern beigefügten Zahlen sind die Festigkeiten bei Lagerung in reinem Wasser. Die Festigkeiten wie auch der Augenschein ergaben, daß der Tonerdezement dem Wein etwas besser widerstand als der Portlandzement.

Die 3. Versuchsreihe befaßte sich mit der Erforschung des Widerstandes von Beton gegenüber Mineralölen (Maschinenfundamente). Prismen gleicher Art wie oben lagerten 6 Wochen in Öl gewöhnlicher Temperatur. Die durch Erwärmung vom Öl gereinigten, mit Benzin gewaschenen Prismen ergaben folgende Festigkeiten:

| | Biegefestigkeit kg/cm² | Druckfestigkeit kg/cm² |
|---|---|---|
| Portlandzement | 26—37 (35) | 120—147 (144) |
| Tonerdezement | 27—32 (60) | 98—117 (266) |

(Klammerwerte = Festigkeiten bei Wasserlagerung.)

In diesem Falle wurde der Tonerdezement viel stärker angegriffen als der Portlandzement. In die Tonerdezementprismen konnten mit einem Nagel ohne Schwierigkeiten Löcher gemacht werden; die Portlandzementprismen widerstanden dem Nagel viel besser.

Dipl.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Die Ausbeute 1922 an Portlandzement

in den Vereinigten Staaten von Nordamerika hat betragen:

| | | | |
|---|---|---|---|
| auf Lager Anfang 1922 (1921): | 13 316 090 (10 300 000) | engl. Faß = rd 90 kg |
| Erzeugung . . . 1922 (1921): | 113 870 000 (98 293 000) | „ „ |
| abgesetzt . . . 1922 (1921): | 116 563 000 (95 051 000) | „ „ |
| auf Lager Ende 1922 (1921): | 9 134 000 (11 938 000) | „ „ |

### Ernennung.

Zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber haben Rektor und Senat der Technischen Hochschule Stuttgart den Kommerzienrat Karl Schwenk in Ulm a. d. Donau ernannt in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die deutsche Zementindustrie, insbesondere seiner bahnbrechenden Erfolge in der Vervollkommnung des Betonwerksteins und der künstlerischen Behandlung des Betons.

### Wettbewerb.

Einen Wettbewerb zur Erlangung von Vorentwürfen für die Herstellung einer Verkehrsanlage über die Weser bei Bremen als Ersatz der vorhandenen Dampferfähre in Woltmershausen schreibt die Baudeputation, Abteilung Straßenbau, in Bremen unter reichsdeutschen und deutsch-österreichischen Ingenieuren und Architekten mit Frist bis zum 31. August d. J. aus. Ausgesetzt sind ein 1. Preis von 750 000 M, ein zweiter von 600 000 und ein dritter von 500 000 M, ferner 300 000 M zum Ankauf von 3 Arbeiten. Dem Preisgericht gehören unter anderen an: Ingenieur G. F. Fangner, Baumeister Köhncke, Architekt Heinrich Wilh. Behrens, Baudirektor Knop, Baudirektor Stühring, Strombaudirektor Plate, Oberbaurat Lempe, Oberbaurat Jonas und Baurat Burghart, sämtlich in Bremen. Die Wettbewerbsunterlagen sind vom Straßen- und Brückenbauamt in Bremen, Herrlichkeit, Bauhof, für 5000 M zu beziehen, die dem Bewerber erstattet werden.

### Die Nutzlasten in Büroräumen.

(Nach Eng. News Rec. vom 29. III. 23, S. 884.)

Im Equitable Building, wohl dem größten Bürogebäude in New York, sind in drei Geschossen die tatsächlich vorhandenen Nutzlasten genau durch Biegung bestimmt worden, und zwar in drei Geschossen, deren Benutzung als leicht, mittel und schwer geschätzt wurde. Es ergaben sich folgende Belastungen:

| Geschoß | Art der Belastung | Zahl der Räume | Belastung in kg/m² max | min | Mittel |
|---|---|---|---|---|---|
| 20 | leicht | 67 | 270 | 4,25 | 50 |
| 37 | mittel | 64 | 150 | 16 | 52,2 |
| 11 | schwer | 62 | 165 | 24,5 | 68,2 |
| — | | 193 | — | — | 55,7 |
| In 14 ausgewählt schwer belasteten Räumen im ganzen Gebäude wurde ermittelt | | | 382 | 105 | 207 |

In einer in dem Gebäude untergebrachten Bücherei betrug die Belastung 377 kg/m²; wären alle Büchergestelle gefüllt, so würde die Belastung auf etwa 425 kg/m² steigen.

In diesen Gewichten sind die Heizkörper nicht mitgerechnet. Diese wiegen je 90 kg und ergeben für die an den Umfassungswänden liegenden Deckenfelder eine Belastung von etwa 5 kg/m². M.

# PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

## A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. März 1923.

Kl. 19 a, Gr. 24. O 13 081. Orenstein & Koppel A.-G., Berlin. Schienenbefestigung für Kleinbahnen auf Eisenschwellen mit schräg nach außen gerichteten Seitenfüßen. 9. VI. 22.

Kl. 19 a, Gr. 31. Sch 65 027. Schmidt & Wezel, Stuttgart. Schienenschleif-Handgerät mit mechanisch angetriebener Schleifscheibe. 26. V. 22.

Kl. 20 h, Gr. 10. D 41 954. Theodor Rassmussen Dahlmann, Ruengaard, pr. Stilling, Dänemark; Vertr.: Dr. O. Arndt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Vorrichtung zum Schmieren von Eisenbahnschienen. 17. VI. 22.

Kl. 42 a, Gr. 15. G 57 505. Otto Gottschalk, Buenos Aires; Vertr.: F. Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Gerät zur statischen Bestimmung von Stabzügen. 25. IX. 22.

Kl. 81 e, Gr. 25. K 77 438. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, und Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Vorrichtung zum Umschütten von Baggergut aus einem Bagger in die Wagen einer Kettenbahn; Zus. z. Pat. 328 987. 29. IV. 21.

Kl. 81 e, Gr. 39. S 55 645. Dr. Karl Siebert, Kassel-Wilhelmshöhe, Siebertweg 1. Fahrbare Beladestelle für Drahtseilbahnen. 19. II. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. April 1923.

Kl. 19 a, Gr. 8. S 56 055. Friedrich Sommer, Rendsburg. Schienenbefestigung auf Holzschwellen; Zus. z. Pat. 342 509. 2. IV. 21

Kl. 80 a, Gr. 33. V 15 872. Josef von Vaß, Budapest; Vertr.: Walter Fahdt, Kötzschenbroda bei Dresden. Verfahren zur Herstellung von Rohren aus Beton und anderen bindenden Massen. 20. IX. 20.

Kl. 84 b, Gr. 1. B 104 288. Dr.-Ing. Burkhardt, Stuttgart, Herdweg 66. Führung des zur Aufnahme des Schiffs dienenden röhrenförmigen Schwimmtrogs einer Tauchschleuse. 31. III. 21.

Kl. 84 b, Gr. 1. L 54 919. Adolf Loebell, Berlin-Südende, Mittelstraße 13. Selbstsperrender Antrieb für Schiffshebewerke und schwere Aufzüge großer Hubhöhe. 10. II. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. April 1923.

Kl. 35 a, Gr. 9. C 31 541. Fritz Voerster u. Carl Cremwe, Werne, Bez. Münster. Einrichtung zum Aufhalten und Freigeben der dem Schacht auf geneigter Ebene zulaufenden Förderwagen; Zus. z. Pat. C 31 477. 21. XII. 21.

Kl. 38 h, Gr. 2. G 57 599. Grubenholzimprägnierung G. m. b. H., Berlin. Holzkonservierungsmittel; Zus. z. Pat. 356 132. 7. X. 22.

Kl. 80 b, Gr. 9. G 56 063. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2. Verfahren zur Herstellung von Bau- und Isolierkörpern. 14. III. 22.

Kl. 80b, Gr. 20. F 51 963. Robert Frank, Eschweiler, u. Erich Langguth, Aachen, Maria-Theresia-Allee 12. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen aus Braunkohlenasche. 7. VI. 22.

Kl. 84 c, Gr. 1. V 15 240. Josef von Vaß, Budapest; Vertr.: Alfred Kath, Berlin, Reuchlinstr. 11. Verfahren zum Auftragen von Asphalt oder Teerbelag auf die Wandungen von Erdausschachtungen zur Aufnahme von Bauwerken. 20. I. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. April 1923.

Kl. 20 i, Gr. 41. G 57 179. Dr. Rudolf Geller, Köln, Hansaring 94. Vorrichtung zum Zählen der über ein Gleis fahrenden Achsen. 2. VIII. 22.

Kl. 42 a, Gr. 17. B 106 709. Hermann Birker, Düsseldorf, Geibelstraße 14. Perspektivblatt zur Herstellung perspektivischer Zeichnungen; Zus. z. Pat. 369 593. 9. X. 22.

Kl. 84 a, Gr. 5. M 79 155. Dipl.-Ing. Richard Maudrich, Dortmund, Beurhausstr. 25. Verfahren zum Herstellen einer Lehmdichtung in Kanälen. 2. X. 22.

Kl. 84 b, Gr. 1, P 43 847. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Vorrichtung zur Vermeidung des Wasserverbrauchs bei Schiffsschleusen. 15. III. 22.

Kl. 84 c, Gr. 2. B 97 092. F. Büssing u. Dr.-Ing. W. Zimmermann, Halle a. S., Albrechtstr. 43. Verfahren zum Eintreiben von Vortreibrohren. 27. XI. 20.

Kl. 84 c, Gr. 4. B 101 729. Johannes Emil August Berthold, Malente-Gremsmühlen, Holst. Ramme. 28. IX. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. April 1923.

Kl. 20 g, Gr. 1. N 21 642. Jan Neumann, Prag-Smichow; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Wassermann, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Lokomotivdrehscheibe mit geteilten Trägern. 27. XI. 22. Tschechoslowakei 3. XII. 21.

Kl. 80 a, Gr. 42. Sch 54 412. Wilhelm Schütz, Düsseldorf, Schloßstraße 19. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Zementhohlkörpern, insbesondere von hohlen Eisenbetonmasten. 27. I. 19.

Kl. 80 a, Gr. 59. Sch 55 328. Wilhelm Schütz, Düsseldorf, Schloßstraße 19. Verfahren zum Pressen hohler Gußbetonstücke. 27. I. 19.

Kl. 84 a, Gr. 1. L 52 501. Lobnitz & Co., Ltd., und Hubert Oswald Bedgood, Renfrew, Schottland; Vertr.: H. Springmann u. E. Herse, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Unterwassersteinbrecher. 2. III. 21. England 17. XII. 20.

Kl. 85 c, Gr. 6. I 22 257. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Heinrich Blunk, Zweigertstr. 57, u. Max Prüss, Semperstr. 6, Essen, Ruhr. Verfahren zur Entwässerung von Schlamm unter Mitwirkung seines Gasgehalts. 8. XII. 21.

Kl. 85 c, Gr. 6. St 35 591. Gerhardt Straßburger, Erfurt, Andreasflur 7. Wasserkläranlage mit mehreren den Faulraum einschließenden, nebeneinander liegenden Klärräumen. 5. IX. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. April 1923.

Kl. 20 h, Gr. 7. C 29 837. Henry Ashley Cox, London, Guy Ernest Lloyd, Sutton u. Robert Edward Stopford Venables, London; Vertr.: E. Peitz u. Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Vorrichtung zum selbsttätigen Verschieben, Ordnen und Leiten von Schienenfahrzeugen mit besonderem Antriebfahrzeug. 15. XI. 22. Großbritannien 22. XI. 19.

Kl. 80 a, Gr. 7. G 55 444. Gauhe, Gockel & Co., G. m. b. H., Oberlahnstein a. Rh. Trogmischmaschine für grobkörniges Gut, z. B. Beton. 15. XII. 21.

Kl. 80 a, Gr. 33. H 83 338. Fritz Heß, Aachen, Emmichstr. 3. Zementröhrenformmaschine. 1. XII. 20.

Kl. 80 b, Gr. 18. C 30 268. Chemische Fabrik Griesheim-Elektron, Frankfurt a. M. Verfahren zum Herstellen poröser Zementkörper. 12. III. 21.

Kl. 81 e, Gr. 22. L 56 260. Ewald Leveringhausen, Essen, Giselastraße 5. Aus einem Gestell mit schrägem Auflaufgleis bestehende Vorrichtung zum Entladen von Förderwagen. 14. VIII. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. K 82 668. Fried. Krupp Akt.-Ges., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Vorrichtung zum Abdichten von Tafelschützen mittels beweglicher Dichtung. 11. VII. 22.

Kl. 84 a, Gr. 5. B 89 430. Baugesellschaft Möbus & Co., G. m. b. H., Charlottenburg. Verfahren zum Herstellen von Molen od. dgl. aus nebeneinander gestellten säulenartigen Baukörpern. 15. V. 19.

## B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. April 1923.

Kl. 20 g, Gr. 1. 375 167. Dr.-Ing. Karl Mayer, Wien; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Drehscheibenantrieb. 1. IV. 21. M 73 126. Österreich 3. XI. 19.

Kl. 20 i, Gr. 34. 374 855. Arthur Kirschen, Dresden, Hindenburgstraße 13. Selbsttätige Übermittlung von Streckenverhältnissen und Gefahren auf Schienenfahrzeuge. 13. VII. 22. K 82 677.

Kl. 37 b, Gr. 3. 374 871. Konrad Kisse, Berlin, Dorotheenstr. 54. Steigeisen für Eisenbetonmaste. 8. II. 22. K 80 710.

Kl. 84 a, Gr. 3. 374 956. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstraße 9. Bewegliches Wehr. 11. II. 21. M 72 471.

Kl. 84 a, Gr. 3. 375 060. Gutehoffnungshütte Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Dammbalkenverschluß an Wehren und Schleusen. 18. XII. 20. G 52 613.

Kl. 84 c, Gr. 2. 375 148. Wilhelm Zieße, Schierstein a. Rh. Abdichtung des unteren Endes eines Vortreibrohres nach Pat. 370 838; Zus. z. Pat. 370 838. 5. VIII. 20. J 12 317.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. April 1923.

Kl. 37 a, Gr. 4. 375 184. Friedrich Koal, Brandenburg a. H., Jakobstr. 10. Einrichtung zur Entlastung der Mauern von der Dachlast. 8. XI. 21. H 87 645.

Kl. 37 a, Gr. 4. 375 240. Hermann Wahl, Ilmenau. Tragendes Holzwerk für Holz- und Holzfachwerkhäuser. 5. VI. 21. W 58 537.

Kl. 37 a, Gr. 4. 375 402. Karl Artur Johner, Stuttgart, Kühnle 12. Hohlwand aus Hohlsteinen mit in die Stoßfugen eingreifender Bekleidung. 6. IV. 22. W 60 894.

Kl. 37 b, Gr. 1. 375 487. Philipp Runzheimer, Langenberger Str. 68, u. Johann Mihm, Wülfrather Str. 81, Velbert. Formstein. 19. V. 21. R 53 029.

Kl. 80 b, Gr. 4. 375 282. Heinrich Vormbaum, Annen i. W. Verfahren zur Herstellung von Tragkonstruktionen für Glasdächer u. dgl. 18. VIII. 22. V 17 696.

Kl. 84 c, Gr. 1. 375 213. Alte Bron, Amsterdam; Vertr.: Fr. Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Vorrichtung zum Ausspülen von Pfahllöchern im Erdreich. 3. III. 21. B 95 510. Holland 9. XI. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. April 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. 375 870. Wilhelm Breil, Essen-Bredeney, Tirpitzer Str. 33. Verfahren zum Einbringen von Vergußbeton hinter die Schachtauskleidung in nassen Schächten. 1. XII. 18. B 87 936.

Kl. 19 a, Gr. 11. 375 546. Hans Naumann, Leipzig, Brandenburger Str. 20. Schienenbefestigung auf Doppelhakenplatten. 5. IV. 22. N 20 985.

Kl. 19 a, Gr. 15. 375 547. Friedrich Schwerd, Hannover, Welfengarten 1. Verfahren zur Verbindung von Eisenbahnschienen. 7. VIII. 20. Sch 59 043.

Kl. 19 a, Gr. 19. 375 661. Oswald Engler, Karlsruhe i. B., Moltkestraße 29. Schienenstoßverbindung mit äußerer, nach der Stoßfuge tiefer in die Schienenkopfenden eindringender Kopflasche. 24. XII. 20. E 26 042.

Kl. 20 i, Gr. 9. 375 618. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Schleppweiche für Schwebebahnen. 24. IX. 22. B 106 544.

Kl. 20 i, Gr. 30. 375 940. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Schienenkontakt mit Tastensperren. 27. VI. 20. L 50 811.

Kl. 37 e, Gr. 10. 375 821. Otto Arndt, Liegnitz, Neue Goldbergstraße 19 b. Mehrteiliges Schalungsgerüst; Zus. z. Pat. 263 484. 1. V. 17. A 29 297.

Kl. 37 e, Gr. 13. 375 741. Walter Mirschenz, Berlin-Dahlem, Goßlerstraße 30. Verfahren zur Errichtung von Mauern aus Steinen, bei welchen das Bindemittel über Ausdehnungsgefäße durch Leitungen zur Arbeitsstelle geführt wird. 17. IX. 19. M 66 838.

Kl. 37 f, Gr. 7. 375 822. Dr. Karl Lehmann, Wattenscheid, u. Emil Diepenbrock, Mülheim, Ruhr. Sicherung von Gebäuden gegen Bergschäden. 20. I. 21. L 52 168.

Kl. 80 a, Gr. 7. 375 526. Curt Arthur Rammer, Mügeln, Bez. Leipzig. Mischmaschine für Beton, Mörtel u. dgl. 17. VIII. 20. R 50 886.

Kl. 84 a, Gr. 3. 375 938. Christoph Leffler, Braunschweig, Petritorwall 8. Stauanlage aus Staubrettern. 21. IX. 21. L 54 031.

Kl. 84 d, Gr. 2. 375 529. Wilhelm Müller, Räschen, N.-L. Aufsatzschaufel für Löffelbagger zur Beseitigung von Deckschichten. 28. III. 22. M 77 180.

---

# BÜCHERBESPRECHUNGEN.

**Rahmenformeln.** Gebrauchsfertige Formeln für einhüftige, zweistielige, dreieckförmige und geschlossene Rahmen aus Eisen- oder Eisenbetonkonstruktion nebst Anhang mit Sonderfällen teilweise und eingespannter sowie durchlaufender Träger. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Privatdozent a. d. techn. Hochschule in Darmstadt. 4. neu bearb. und stark erweiterte Auflage. Berlin 1923. Verlag Ernst & Sohn. Preis G. Z. 10,8 geh. und 14,1 geb.

Das in der Praxis wohlbekannte Buch ist nunmehr in vierter Auflage erschienen und gegen die vorhergehenden Auflagen in verschiedener Hinsicht erweitert worden. Der auf das Doppelte vermehrte Umfang ist durch Aufnahme neuer Belastungsfälle erweitert worden. Ferner würden bei jedem Kapitel Formeln angefügt, die den Einfluß der Wärme- und Schwinderscheinungen berücksichtigen.

Ein besonderer neuer Abschnitt behandelt 27 Belastungsfälle für durchlaufende Träger, und in dem Inhaltsverzeichnis werden Rahmenformeln (gegenüber Belastungsfällen in den früheren Auflagen) angegeben, was die Übersichtlichkeit fördert.

Das in Konstruktionsbüros und bei Behörden zu Nachprüfungen vielfach verwendete Buch wird in der neuen Auflage zweifellos mit demselben Interesse aufgenommen werden wie bisher. Eine besondere Empfehlung ist wohl nicht mehr notwendig. E. P.

**Die Höhere Mathematik.** Eine gemeinverständliche Darstellung der Elemente. Von H. Schlüter. 2. verb. Auflage. Berlin, Herm. Meuser, 1922. 51 Seiten. Preis: Grundz. 2,00.

Das vorliegende Schriftchen ist eine etwas erweiterte Sonderausgabe des Anhanges zu dem vom gleichen Verfasser erschienenen „Eisenbetonbau-Rahmen und Gewölbe“ und bringt die wichtigsten Grundbegriffe der Differential- und Integralrechnung in elementarer Weise zur Darstellung. Die Absicht, in die einfacheren Methoden der Infinitesimalrechnung ohne Anlehnung an den üblichen strengen mathematischen Lehrgang einzuführen, wird dabei in der Hauptsache durch Verwendung von Beziehungen geometrischer Art erreicht, ohne daß der Verfasser Gefahr läuft, etwa eine bloße mechanisch zu handhabende Gebrauchsanweisung zu liefern. Innerhalb eines gewissen abgegrenzten Gebietes erfüllt das Buch recht gut seinen Zweck und kann darüber hinaus vortrefflich dazu dienen, auf weitergehende systematischere Studien vorzubereiten, indem es die dafür nötigen Grundbegriffe sehr klar zum Ausdruck und auch zur Anschauung bringt.

Dr.-Ing. Otto Israel.

**Lehrbuch der Darstellenden Geometrie für Technische Hochschulen.** Von Prof. Dr. Emil Müller. II. Band, 3. Aufl., Berlin u. Leipzig, B. G. Teubner, 1923. 362 Seiten. Preis: Grundz. 4,00 (geheftet), 5,50 (gebunden).

Bei der Neuauflage des 2. Bandes dieses wertvollen Lehrbuches sind keine wesentlichen Textänderungen und Erweiterungen vorgenommen worden. Die verhältnismäßig kurze Zeit, nach welcher sie sich ungeachtet der ständig fortgeschrittenen Teuerung nötig machte, kann schon als Zeichen dafür gelten, daß das Werk vorhandenen Bedürfnissen entspricht. Trotz der zahlreichen Lehrbücher über diesen für den Techniker so außerordentlich wichtigen Gegenstand wird man in der Tat nicht leicht ein zweites finden, welches wie das Müllersche Buch den Ansprüchen aller der Ingenieure und Architekten gerecht wird, die ein auf genügend breiter allgemeiner wissenschaftlich mathematischer Grundlage aufgebautes und doch für speziell technische Zwecke zugeschnittenes Handbuch der Darstellenden Geometrie brauchen.

Der vorliegende 2. Band zerfällt in 4 Hauptabschnitte, von denen der erste die kotierte Projektion und Dachausmittlung, ein zweiter und dritter die Achsonometrie und schiefe Projektion und der letzte die Perspektive behandelt. Im Interesse des Bau- und Vermessungsingenieurs ist besonders die eingehende Behandlung, welche die sonst — wenigstens in dieser Form — oft vernachlässigte kotierte Projektion erfahren hat, zu begrüßen. Häufig genug bereiten ja dem Anfänger die graphischen Arbeiten zwecks einwandfreier Darstellung der Bodenausformung auf Plänen Schwierigkeiten, denen hier der Verfasser zu begegnen versucht. Es werden an der Hand sehr guter und deutlich sprechender Abbildungen nähere Betrachtungen über den Verlauf der Schichten- und Fallinien in der Geländefläche angestellt, sowie zahlreiche Aufgaben (Konstruktion der Verschneidungen von Straßen- oder Bahnböschungen mit dem Gelände unter Verwendung von Höhenkurven und Querprofilen, das Konstruieren von Anschlußkegeln u. dgl.) behandelt, deren Studium entschiedenen Gewinn bedeutet. Für den Architekten werden namentlich die Lehre von der Dachausmittlung und die anschauliche Behandlung der Theorie und Anwendung der Perspektive willkommene Teile des Ganzen darstellen. Allen aber dürfte der große Wert der gründlich bearbeiteten Abschnitte über Achsonometrie zu gute kommen, denn hat das achsonometrische Zeichnen einmal für die Ausbildung des unerläßlichen räumlichen Vorstellungsvermögens bei dem angehenden Techniker grundlegende Bedeutung, so sind zum anderen gerade diese Methoden ein vorzügliches, aber oft noch zu wenig gewürdigtes Mittel zur Herstellung instruktiver Bilder. Ein berechtigter Hinweis auf die vielen falschen achsonometrischen Zeichnungen, die sich beispielsweise bei Darstellung der Erd- und Himmelskugeln in astronomischen und geographischen Lehrbüchern finden und sich forterben, zeigt, wie angebracht ein tieferes Eingehen auf korrekte Verfahren dieser Art in einem Lehrbuch der darstellenden Geometrie ist. Zum Schluß mögen noch die Klarheit der mehr als dreihundert Abbildungen, die zahlreichen Literaturangaben und das umfassende Sach- und Namensverzeichnis hervorgehoben werden.

Dr.-Ing. Otto Israel.

**Leitfaden der Baustoffkunde.** Von M. Foerster. Verlag B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1922. Preis 2,90 M.

Der vorliegende 15. Band der Teubnerschen Technischen Leitfäden behandelt die Baustoffkunde, wie sie notwendig ist für die Kenntnisse des Architekten und Bauingenieurs auf unseren Technischen Hochschulen. Die Einteilung und das vom Verfasser Gebrachte kann aus dem nachstehend mitgeteilten Inhaltsverzeichnis ersehen werden.

Inhaltsverzeichnis. I. Hauptbaustoffe.

1. Die natürlichen Gesteine: Gesteinsbildende Mineralien, Einteilung der Gesteine und deren wichtigste allgemeine Eigenschaften.
   Die wichtigsten baulich verwendeten Natursteine: Eruptivgesteine, Sedimentgesteine und lose Erden, kristallinische Schiefer,
   Gewinnung, Bearbeitung, Prüfung und Verwendung der Natursteine.
2. Die künstlichen Steine: Einteilung, Herstellung und Prüfung, Kunststeine, chemisch erhärtend; Kunststeine, durch Brennen oder Zusammenschmelzen erhärtend.
3. Holz: Anatomischer Aufbau, Wachstum, Form- und Stoffbestandteile, wichtigste technische Eigenschaften, Zerstörung des Holzes und Schutzmittel, bautechnisch wichtigste Hölzer, Holzbearbeitung, Holz als Handelsware, Holzprüfung.
4. Metalle: Eisen (Eisenerze und Zuschläge, Eisenarten und H[illegible]stellung, Formgebung des Eisens und Handelsfabrika[illegible] tigste Eigenschaften der Eisenarten, Rost- und Feu[illegible] sondere Löt- und Schweißprozesse, Prüfung des[illegible] Zink, Kupfer, Metallegierungen.

II. Verbindungsbaustoffe. Mörtel: Luftmörtel (Lehm-, Kalkmörtel), Wassermörtel, Hydraulische Zuschläge, Traßmörtel, Grobmörtel (Beton), Kitte.

III. Nebenbaustoffe. Asphalt, Teer, Dachpappe usw., Ruberoid, Holzzement, Asbest, wasserdichte Leinenstoffe, Filz, Gewebebauplatten, Rohr und Stroh, Bauglas, Wasserglas, Anstriche, Tapeten und Linoleum.

Systematische Bibliographie der wissenschaftlichen Literatur Deutschlands der Jahre 1914—1921. Bd. III. Angewandte Wissenschaften. Abt. 2. Technik und Landwirtschaft. Herausgegeben von Prof. Dr. Fr. Braun-Leipzig und Bibliothekar Dr. Hans Praesent-Leipzig. Verlag Kniga, Berlin 1922. Grundzahl 4,6.

Der an erster Stelle genannte Verfasser, ehemals Ordinarius an der Universität Petersburg, jetzt ord. Honorar-Professor an der Universität Leipzig, will durch das vorliegende Werk in erster Linie die deutsche wissenschaftliche Literatur dem gebildeten russischen Volke erschließen, um ein Zurechtfinden in ihr diesem zu ermöglichen. Die Bearbeitung ist durch das Volkskommissariat für Bildungswesen in Rußland veranlaßt. Soweit die Bearbeitung der Bauingenieurwissenschaft in Frage kommt, die hier ausschließlich beurteilt werden soll, kann die Arbeit als eine durchaus wertvolle und vollständige — soweit das überhaupt möglich ist — bewertet werden. Nur findet sich auch immer hier im Abschnitte Zeitschriften, wie leider manchmal — wenn auch seltener — in unserer Literatur, das Bauingenieurwesen unter dem durchaus unzutreffenden Begriff Tiefbau zusammengefaßt. Hiermit sollte einmal aufgeräumt werden. Ebenso sind bei Besprechung der Bucherscheinungen unter „Bauwesen im allgemeinen" und „Hochbau" unter dem Abschnitt Eisenbau, Hoch- und Eisenbetonbau viele Werke enthalten, die rein dem Bauingenieurwesen angehören (Bleich, Boost, Enger, Eisen im Hochbau, vom Stahlwerksverband Gesteschi, Tausch, Mörsch, Schaper, Probst usw. Der Eisenbau ist hier beispielsweise in eine Abteilung mit Büchern über das reine Schlosserhandwerk gebracht. Auch hier ist der unglückliche Abschnitt Tiefbau als Hauptteil vorhanden, unter ihm sind als Unterabteilungen: Erd-, Grund-, und Tunnelbau, Wasserbau, Straßenbau, Städtischer Tiefbau, Eisenbahnbau und Betrieb, endlich Brückenbau untergeordnet; hier müßte es eben Bauingenieurwissenschaften heißen, und demzufolge wären hier auch die Abschnitte Holzbau, Eisenbau, Eisenbetonbau als deren Gebiete mit aufzunehmen. Abgesehen von dieser formalen Seite, zeigt das Werk sich aber als durchaus zuverlässig und vollständig. Es bildet in diesem Sinne nicht nur für den bestimmten Zweck des Auslandes, sondern auch für die deutsche technische Literatur der letzten Jahre einen hervorragenden Wegweiser und wird auch in Deutschland sich Freunde und Anhänger zu erwerben wissen. M. F.

Wirtschaftsgeschichte. Professor Dr. Rudolf Häpke. Verlag von Glöckner, Leipzig. 1922.

Wenn auf 104 Seiten die Entwicklung des deutschen Wirtschaftslebens mit Ausblicken auf die Wirtschaftsgeschichte der Länder, die Deutschlands Vorläufer, Vorbilder und Konkurrenten sind, gegeben werden soll, muß der Verfasser über eine nicht gewöhnliche Gabe der Konzentration verfügen und bei der gebotenen Kürze alle Fehler vermeiden, durch Häufung von Andeutungen sein Buch unleserlich zu machen. Der durch mannigfache Spezialforschungen für die zusammenfassende Aufgabe vorbereitete Professor an der Berliner Universität vermeidet letztere Gefahr, bietet die Ergebnisse neuer Forschung bei gleichzeitigen reichen Literaturangaben und vermag durch Darlegung der Hauptentwicklungsreihen den Sinn für genetische Betrachtungsweise zu schulen. Allerdings bleibt manches mehr Andeutung als Ausführung. Bei einer Neuauflage, die dem trefflichen Werk nicht fehlen wird, müßten insbesondere die technischen Entwicklungsursachen ausführlicher berücksichtigt werden; doch bleibt anzuerkennen, daß die meisten wesentlichen Errungenschaften und neue Wirkungen erzielenden technischen Momente bei Aufkommen des Kapitalismus des ausgehenden Mittelalters sowohl wie des 19. Jahrhunderts neben den sozialwirtschaftlichen Ursachen der Umbildungen erwähnt werden. Hoffentlich entschließt sich der Verfasser unter Festhaltung seines berechtigten Grundsatzes doch zu einer Ausgestaltung des Schlusses: „Das Zeitalter der Weltwirtschaft und des Neumerkantilismus", wobei dann auch Erfindungen wie der Telegraph und die Ausbreitung der Elektroindustrie und des Bauingenieurwesens außer den technischen Neuerungen zu würdigen wären, die er als Fortschritte der landwirtschaftlichen Technik, der Eisenbahnen und Wasserstraßen bereits erwähnt, was aber noch mehr verfolgt werden könnte. Gehrig.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Fünfter Teil: Der Eisenbahnbau. Fünfter Band, X. Kapitel, zweite Abteilung. Heizung und Lüftung von Bahnhofshochbauten. Bearbeitet von Baurat a. D. Carl Guillery in Pasing. Herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. F. Loewe †, Geh. Hofrat, ord. Professor an der Technischen Hochschule in München und Dr.-Ing. e. h. H. Zimmermann, Wirkl. Geh. Oberbaurat u. vortragender Rat im Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Berlin, a. D. Mit 82 Textabbildungen und 2 Ausschlagtafeln. Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig 1922. Preis: Gr.-Z. 11 M.

Das vorliegende Werk bildet eine wertvolle Ergänzung der bereits früher erschienenen Bände des Handbuches für Ingenieurwissenschaften. Nach dem Vorwort des Verfassers soll mit ihm dem mit dem Entwurf von Heizungs- und Lüftungsanlagen beschäftigten Hochbauer und Bauingenieur eine kurze Zusammenstellung an die Hand gegeben werden, durch welche die Vorarbeiten für die Aufstellung der Pläne erleichtert werden können.

Im ersten Abschnitt, der die Heizung der Bahnhofshochbauten behandelt, werden eingehend die verschiedenen Arten der Heizeinrichtungen erörtert. Nachdem in überaus klarer Weise die wichtigsten theoretischen Grundlagen der Heiztechnik besprochen worden sind, schildert der Verfasser die verschiedenen Systeme der Ofen- und Sammelheizungen. Ein besonderer Wert wird hierbei auf die Erläuterung der Abhängigkeit der Art der zu verwendenden Heizeinrichtung von der Art der Benutzung der betreffenden Räumlichkeit gelegt.

In gleicher Weise beschäftigt sich der zweite Abschnitt des Werkes mit den Grundlagen der Lüftungstechnik und der Anordnung und Ausführung der Lüftungsanlagen. Die Benutzung dieses mit gutgewählten Abbildungen und Skizzen ausgestatteten Buches wird durch ein ausführliches Inhaltsverzeichnis und ein Sachverzeichnis wesentlich begünstigt und das tiefere Eindringen in den dem Bauingenieur meist ferner liegenden Stoff durch zahlreiche Hinweise auf Quellen für eingehendere Unterrichtung, durch Anführung behördlicher Vorschriften und durch Beigabe eines Schriftennachweises erleichtert.

Wenn sich auch der vorliegende Band in der Hauptsache auf die Eisenbahnhochbauten bezieht und die angegebenen Ausführungsbeispiele neueren Bahnhofsbauten entnommen sind, so wird er doch bei der Reichhaltigkeit des Inhaltes allgemein allen im Hochbau beschäftigten Fachgenossen ein wertvoller und handlicher Ratgeber in Heizungs- und Lüftungsfragen sein können. Lucas.

## STELLENÜBERSICHT.



[illegible]leitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander Berlin. [illegible] Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

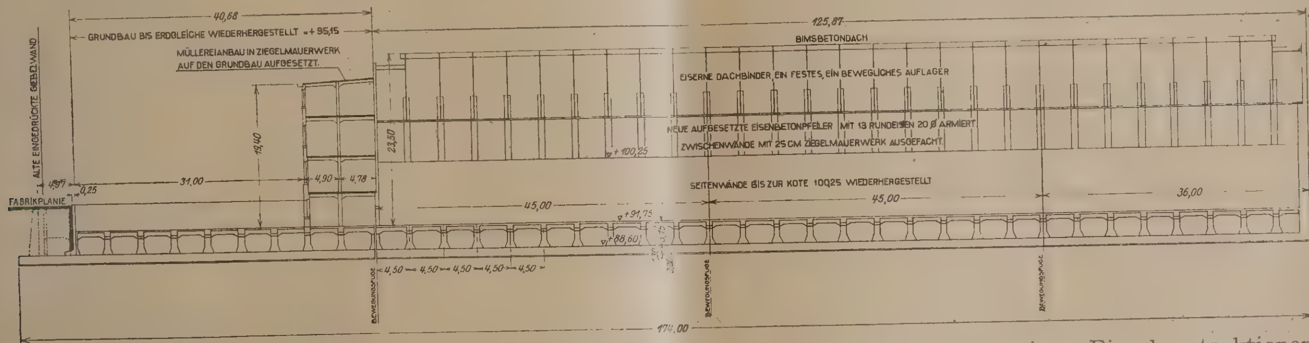
# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang 30. Juni 1923 Heft 12

## DER WIEDERAUFBAU DES AMMONIAKWERKES OPPAU.

*Von Dipl.-Ing. Hermann Goebel, Oberingenieur der Badischen Anilin- und Sodafabrik, Ludwigshafen a. Rhein.*

Die große Explosion im Ammoniakwerk Oppau am 21. September 1921, früh 7,35 Uhr, stellte an den Bauingenieur Aufgaben besonderer Natur. So waren allein schon die Sicherungs- und Aufräumungsarbeiten mit außerordentlichen Schwierigkeiten verbunden, denn es handelte sich hierbei um Bauten, welche mit zu den größten Konstruktionen ihrer Art gehören und deren Eigenart, wie z.B. die Eisenbetonkonstruktionen, noch besondere Schwierigkeiten mit sich brachte. Bei einem Neubau, wo man von einer festgegründeten Basis ausgeht und das Kräftespiel, wie es sich in den einzelnen Konstruktionsgliedern im Verlaufe der Bauherstellung einstellt, durchaus und überall kennt, sind solche Schwierigkeiten nicht vorhanden. Hier aber, wo ein Stabgewirr, ineinandergeschobene, große und zerstörte Eisenkonstruktionen und übereinandergeworfene Bauglieder zu lösen waren, war das Kräftespiel nicht bekannt. Bei den Aufräumungsarbeiten ereignete es sich dann auch des öfteren, daß durch Lösen irgendeiner unbedeutenden Unterkonstruktion ein bedeutender Einsturz eintrat, ohne daß es vorher möglich war, diesen bestimmt vorauszusehen. So war also von vornherein besondere Sorgfalt und Vorsicht geboten, und es darf mit Genugtuung festgestellt werden, daß trotz des ungeheuren Umfanges der Zerstörungen und trotz der großen Arbeiterzahl sich während des Wiederaufbaues des Ammoniakwerkes Oppau kein bedeutenderer Unfall ereignete.




Im Laufe der Aufräumungsarbeiten trat eine Frage nun ganz besonders in den Vordergrund:

Was kann von den zerstörten Bauten wieder verwendet werden, und was ist unbedingt abzubrechen?

Auf diese Weise wollte man bei einer minimalen Arbeitsleistung das Werk so rasch als möglich wieder in Betrieb setzen. Der Grund lag nahe: Die deutsche Landwirtschaft kann einen größeren Ausfall an Stickstoffdünger weniger als je entbehren. Damit war es auch für die deutsche Volksernährung von erheblichem Interesse, daß der Ausfall bedeutender Stickstoffmengen so rasch als möglich wieder wettgemacht würde. So wurden also nach der Explosion die einzelnen Bauten bezüglich ihrer Verfassung, nachdem sie sorgfältig gesichert waren und eine Gefahr deshalb für die an ihnen Arbeitenden nicht mehr bestand, auf den Umfang der erlittenen Beschädigungen genauestens untersucht und festgestellt, was unbedingt und dauernd zu entfernen war und was für den Wiederaufbau noch herangezogen werden konnte.

Bezüglich ihres Verhaltens während der Explosion kann man von vornherein zwei große Gruppen von Bauten mit Rücksicht auf ihre Bauweise unterscheiden: Die Eisenfachwerkkonstruktion und die Eisenbetonkonstruktion. Bei der ersteren handelte es sich zum Teil um mit Ziegelmauerwerk und zum Teil um nicht ausgefachte Konstruktionen. Bei der letzteren kommen hauptsächlich nur reine Eisenbetonbauten in Frage, da Stampfbeton nur zu untergeordneten Konstruktionen Verwendung findet. Alle anderen Bauweisen, wie Ziegelmauerwerk, Holzfachwerk usw. scheiden bei dieser Betrachtung überhaupt aus, da sie samt und sonders so stark zerstört wurden, daß ein vollständiger Neubau gleich von Anfang an außer Frage stand.

Die Untersuchung der reinen Eisenkonstruktionen überhaupt und insbesondere der nicht ausgefachten, wie z. B. die Rohrbrücken oder die im Bau befindliche Harnstoffabrik, ergab die Tatsache, daß dieselben, trotzdem sie der Explosionswelle infolge ihrer Eigenart nur geringe Angriffspunkte boten, doch starke Verbiegungen und Zerstörungen aufzuweisen hatten, die zum größten Teil den Abtrag und die Neuherstellung der betreffenden Bauglieder notwendig machten. Außerdem ließen die fast allenthalben sichtbaren Streckfiguren es nicht als empfehlenswert erscheinen, die über die Streckgrenze hinaus beansprucht gewesene Konstruktion einfach gerade zu richten und wieder zu verwenden, da diese Glieder meist Hauptteile eines Bauwerkes gewesen sind und wichtige Aufgaben zu erfüllen hatten. Es mußten daher solche Konstruktionen fast ausnahmslos abgetragen und durch neue ersetzt werden, und nur einige wenige Beispiele sind vorhanden, daß durch die Explosion aus ihrem Gefüge gerissene oder verbogene Eisenkonstruktionen durch Geraderichten oder durch eine einfache Auswechslung wieder gebrauchsfertig gemacht werden konnten. Wo dies geschehen ist, handelt es sich aber nur um untergeordnete Bauglieder.

Freilich war der Abbruch von Eisenkonstruktionen überaus einfach und wenig zeitraubend, denn das autogene Schneideverfahren gibt ein Mittel an die Hand, um selbst das größte Eisengewirre leicht und beliebig zu zerlegen und zu zerkleinern. Außerdem ist das auseinandergeschnittene und zerlegte Material immer wieder, und sollte es nur als Altmaterial sein, zu gebrauchen. Wenngleich also Eisenkonstruktionen in nur ganz geringem Maße wieder verwendet werden konnten, so war ihre Aufräumung doch mit großen Vorteilen an Zeit und Geld verbunden.

Anders lagen die Verhältnisse bei den Eisenbetonkonstruktionen. Wenn auch hier die Zerstörungen anscheinend nicht so ausgedehnt und durchgreifend waren wie bei den

reinen Eisenkonstruktionen, so schien es doch, daß trotzdem nur ein vollständiger Abtrag in Frage kam, da selbst eine geringe Lockerung des Gefüges von Beton und Eisen diejenige statische Voraussetzung nicht mehr bot, welche die Grundlage der Eisenbetonweise überhaupt ist und welche die Standsicherheit und den Zweck des Bauwerkes gewährleistet. Versuche einer Rekonstruktion von Eisenbetonbauten waren bisher nur in geringem Umfange an kleineren Baugliedern von untergeordneter Bedeutung angestellt worden. So sah man sich also einer vollständig neuen Aufgabe gegenüber. Gelang der Versuch, große und größte, stark zerstörte Eisenbetonkonstruktionen zu rekonstruieren und sie wieder ihren alten Zwecken zu unterstellen, dann war für den Wiederaufbau außerordentlich viel gewonnen, denn hieraus mußte eine große Zeitersparnis resultieren, während andererseits die Kosten auf ein Minimum herabgedrückt werden konnten. Aber nicht nur für den Wiederaufbau des Ammoniakwerkes Oppau war hieraus ein besonderer Gewinn zu erzielen, die Eisenbetonbauweise überhaupt konnte hieraus erheblichen Nutzen ziehen, dann war der Beweis erbracht, daß selbst an vorhandenen und ausgebauten Eisenbetonkonstruktionen bedeutende Änderungen vorgenommen werden konnten, die unter Umständen sogar geeignet sind, selbst den Zweck des Bauwerkes umzustellen. Allerdings darf nicht verschwiegen werden, daß solche Eisenbetonglieder, welche unter keinen Umständen mehr zu erhalten oder aus anderen Gründen zu entfernen waren, oft nur sehr schwer gelöst werden konnten, wobei manchmal die betreffenden Bauglieder mit zähester Beharrlichkeit selbst allen Einwirkungen der sachverständig durchgeführten Sprengungen hartnäckig widerstanden. Außerdem waren die bei solchen Vorgängen abfallenden Betonstücke nur noch als Auffüllmaterial geeignet und wertlos, im Gegensatz zu den reinen Eisenkonstruktionen. Zum anderen wurden zahlreiche Eisenbetonkonstruktionen festgestellt, welche zwar stärkste Zerstörungen aufwiesen, so daß ihr Abbruch außer Frage stand, welche aber immerhin dank der Bewehrung in Lage blieben, so daß größere Betonstücke nicht herunterkamen. Dieser Vorgang schützte einer großen Zahl von Menschen das Leben.

Die Durchführung von Rekonstruktionen konnte sich nun nach vorhergegangener Untersuchung auf alle Eisenbetonbauten erstrecken. Nur ein einziger derartiger Bau wurde nicht wieder hergestellt und an anderer Stelle wieder aufgebaut, weil seine Zerstörung solcher Natur war, daß eine Rekonstruktion nicht mehr in Betracht kam. In diesem Falle, wo ein gänzlicher Zusammenbruch zu verzeichnen war, handelte es sich um ein Eisenbetondach, das auf den Außenmauern, die aus Ziegelmauerwerk aufgeführt waren, auflag, und das im Scheitel durch eine mit der Dachkonstruktion fest verbundene Eisenbetonstütze getragen wurde. Die Seitenwände wurden durch die Explosionswelle völlig eingedrückt und so der gesamten Konstruktion die Auflager genommen. Der Einsturz war daher unvermeidlich geworden. Die Beseitigung der im Grunde liegenden Bauglieder wäre nun außerordentlich kostspielig und langwierig gewesen, weshalb man sich hier mit einer einfachen Auffüllung und Einplanierung begnügte und den Neubau an einer weiter zurückliegenden Stelle wieder erstehen ließ.

Im folgenden sollen nun die Vorgänge der Wiederherstellung der einzelnen Großbauten des näheren erläutert und besprochen werden:

Der Silo 182.

Eine nähere Beschreibung dieses Bauwerkes einschl. der Zerstörungen findet sich bereits im dritten Jahrgang, Heft 7 des „Bauingenieur" und in der vom Verfasser gemeinschaftlich mit Prof. Probst, Karlsruhe, veröffentlichten Arbeit[1]). Ich möchte auf Grund der Einzelheiten in dieser Veröffentlichung einige Mitteilungen über die Wiederherstellung des Bauwerks machen.

Das Bauwerk bot nach der Explosion einen wenig ermutigenden Anblick. Auch nach den Aufräumungsarbeiten und Säuberungsmaßnahmen war dieser Eindruck durch nichts gemindert, eher noch verstärkt. Die einsetzende Wiederherstellung mußte natürlich zuerst den Grundbau, die Fundamente, treffen.

Die 1,30 m starke Stampfbetongrundplatte, auf welcher die den eigentlichen Siloboden tragenden Pfeiler ruhen, wies zahlreiche unregelmäßige Risse auf, welche durch die ganze Masse hindurchgingen. Dadurch war dem Grundwasser ungehindert Gelegenheit gegeben, in die Unterkellerung einzudringen und dieselbe bis auf ungefähr 0,30 m über Fundamentplattenoberkante zu überschwemmen. Ehe nach dieser Richtung hin ein Gleichgewichtszustand erreicht war, also in den ersten Stunden nach der Explosion, waren bedeutende Sandmassen aus dem Untergrunde mitemporgerissen worden, die auf größere Unterhöhlungen der Platte schließen ließen. Es erwies sich daher als notwendig, den Untergrund ebenfalls in die Untersuchung miteinzubeziehen und auch ihn zu sichern, um bei der Wichtigkeit einer einwandfreien Fundierung gegen besondere Überraschungen geschützt zu sein. Man wartete daher, um gut und sicher arbeiten zu können, einen niedrigen Grundwasserstand ab, der auch bald eintrat und unter die Fundamentplattenoberkante noch ungefähr 0,20 m zurückging. In diesem Gleichgewichtszustand war es möglich, die Risse so zu erweitern, daß der Untergrund in bezug auf Hohlräume untersucht werden konnte. Es ergab sich denn auch, daß fast allenthalben längs der Risse Hohlräume vorhanden waren, die einfach dadurch beseitigt wurden, daß sie mit einer mageren Betonmischung satt ausgefüllt wurden. Erst nach diesem Vorgang wurden die erweiterten Risse der Betonplatte zubetoniert und der Boden mit Glattstrich auch an dieser Stelle versehen.

Jetzt erst konnte an die Wiederherstellung der eigentlichen Unterkellerung herangegangen werden. Hier war nun zu berücksichtigen, daß ein Teil des Gebäudes sich von den Fundamenten losgerissen und eine Wanderung angetreten hatte. So waren die Fundamentpfeiler abgeschert und ungefähr 10 bis 20 cm verschoben worden (Abb. 1). Außerdem waren die Einlageeisen an den konsolartigen Auskragungen freigelegt und der sie umgebende Beton abgesprengt und heruntergefallen. Sehr zu verwundern war es, daß die erwähnte Verschiebung den Zusammenhang großer Konstruktionsteile nicht stören konnte. Freilich waren die vorhandenen Bewegungsfugen des Gebäudes in diesem besonderen Falle zu Trennungsfugen der Verschiebung geworden, und an ihrem Verhalten wurde diese erst deutlich und meßbar (Abb. 2). Anders wäre eine Verschiebung bedeutender Gebäudeteile überhaupt nicht aufgefallen, so sehr waren die einzelnen Konstruktionsglieder in gegenseitiger Lage geblieben.

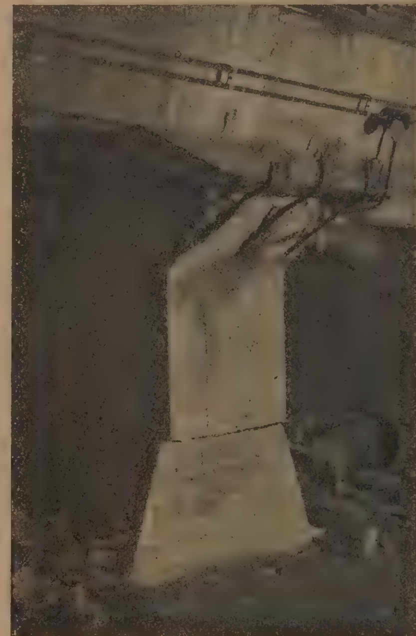


Abb. 1.

Ganz allgemein und für alle Bauten geltend, mußte die Überlegung angestellt werden, daß das große Gewicht der wahllos übereinanderliegenden, sich aber nunmehr im Gleichgewichtszustand befindenden Massen eine Zurückbringung der

[1]) Die Lehren der Explosionskatastrophe in Oppau für das Bauwesen. Verlag Julius Springer. 1923.

verschiedenen Bauglieder in ihre alte Lage als überhaupt nicht diskutabel erscheinen läßt. Vielmehr konnte nun die Frage aufgeworfen werden, wie kann der jetzige Gleichgewichtszustand zu einem dauernden in der Weise gemacht werden, daß er fähig ist, neue Auflasten wie die wiederzuerstellende Oberkonstruktion und die in das fertige Gebäude einzubringenden Nutzlasten vollständig und sicher aufzunehmen?

Man kann bei allen, durch einen so bedeutenden Kräfteangriff, wie es die Oppauer Explosion war, hindurchgegangenen Konstruktionen überhaupt die Überlegung anstellen, daß die nach dem Ereignis sich einstellenden Gleichgewichtszustände von einer besonderen Stabilität sind, und daß man eine Lösung derselben wegen der Unkenntnis des Kräftespieles vermeiden sollte.

Abb. 2.

Wo es also irgendwie angängig war, die zerstörten Konstruktionen in ihrer nun einmal eingenommenen Lage zu belassen, konnte dieser Zustand bleiben, und es handelte sich dann nur noch darum, das Bauwerk an solchen Stellen wieder in Form und die auseinandergerissenen Bauglieder wieder in gegenseitigen Zusammenhang zu bringen.

Aus dieser Erwägung heraus, deren Richtigkeit bei der Inbetriebnahme durch das tadellose Funktionieren aller auf diese Weise wiederherzustellenden Bauten bestätigt wurde, war die Rekonstruktion für die meisten Bauten von selbst gegeben.

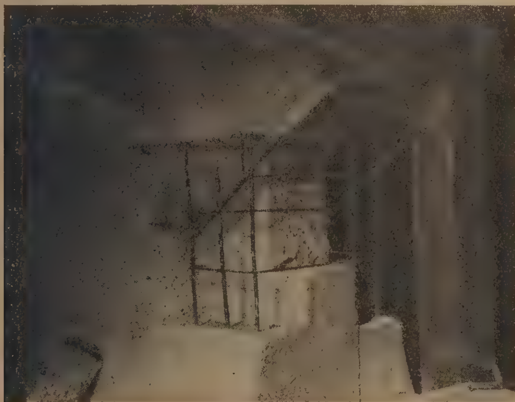


Abb. 3.

Die oben erwähnten Grundpfeiler konnten also in ihrer neuen Lage belassen werden. Die durch die Verschiebung und Abscherung der Konstruktion eingetretenen Absätze wurden dann von allen lockeren Betonstücken befreit und die vorhandenen Risse so verbreitert, daß später ein Ausstampfen derselben vorgenommen werden konnte. Vorher wurden die auf solche Weise hergestellten Fugen sauber von Staub und Betonresten befreit und der anstehende Beton vollständig mit Wasser gesättigt. Dann erst wurde eine erdfeuchte Mischung (i. M. V. = 1:3) eingebracht und festgestampft, so daß bei einer Herausnahme der zur Sicherung eingezogenen Verbolzungen die neu erstellten Betonteile sofort zur Wirkung kommen konnten.

Die bei der Abscherung der Grundpfeiler entstandenen Absätze konnten durch ein einfaches Vorsetzen von Beton beseitigt werden (Abb. 3). Der Sicherheit halber und um ein gegenseitiges besseres Haften der neuen und der alten Betonteile sicherzustellen, wurden die Vorsätze armiert und in die alte Konstruktion verankert.

Die von den Grundpfeilern getragene Deckenkonstruktion der Unterkellerung, die zugleich den Siloboden bildete, hatte sich im allgemeinen gut gehalten und wies nur geringe Zerstörungen auf. Begreiflicherweise waren diese am stärksten gegen den Sprengtrichter zu und nahmen entsprechend der Entfernung davon ab. Die Beschädigungen rührten aber in der Hauptsache von dem auf den Siloboden herabgestürzten Dach her. Die Eisenkonstruktion desselben hatte an vielen Stellen die Eisenbetonplatte durchschlagen und dabei auch die über die Grundpfeiler laufenden Eisenbetonträger in starke Mitleidenschaft gezogen (Abb. 4). Doch muß auch hier wieder



Abb. 4.

festgestellt werden, daß die von den einzelnen Konstruktionen durch Risse getrennten Betonstücke durch die Eiseneinlagen festgehalten wurden und nicht herunterkamen. Bei der Wiederherstellung wurden diese Stücke sorgfältig entfernt, wobei die Konstruktion sachgemäß unterfangen war. Die nunmehr freigelegten Eiseneinlagen konnten dann daraufhin untersucht werden, ob ihre Verankerung bei geringerer Beanspruchung noch ausreichend war und ob sie während der Explosion über die Streckgrenze beansprucht gewesen sind. War die Verankerung nicht mehr einwandfrei, so wurde auch hier in der Weise vorgegangen wie bei allen Rissen der Druckzone: Sie wurden so verbreitert, daß eine fette Betonmischung 1:3 noch gut eingestampft werden konnte. Dies war für alle Verankerungen zweckentsprechend, weil sie samt und sonders in den Druckzonen der Eisenbetonkonstruktionen lagen. Ein Wiederauftreten solcher auf diese Weise ausgebesserter Risse war infolge des Auftretens von nur Druckbeanspruchungen nicht zu befürchten. Die noch heute währende, fortlaufende Untersuchung des längst wieder in Betrieb genommenen Gebäudes hat auch nirgends solche Risse feststellen können.

Eine andere Aufgabe ist jedoch die Wiederherstellung der Zugzone. Die Untersuchung der in der Zugzone liegenden Eiseneinlagen ergab, daß dieselben allenthalben Streckfiguren aufwiesen, daß sie also über die Streckgrenze beansprucht waren. Das Eisen ist zwar dadurch in seinen Festigkeitseigenschaften unzuverlässig geworden und sollte nicht ohne weiteres für statische Zwecke und höhere Beanspruchungen mehr verwendet werden. Allein bei Eisenbetonkonstruktionen ist zu berücksichtigen, daß die rechnungsmäßige Spannung nur 1200 kg/cm$^2$ beträgt, während die wirklich auftretende Beanspruchung in normalen Fällen bis zu 30 vH unter dieser liegt, also erheblich geringer ist. Außerdem übernehmen im Falle des Versagens

eines Baugliedes infolge der monolitischen Gesamtverbindung die anschließenden stabileren Teile einen gewissen Betrag der Last. Schließlich war bei der Berechnung nicht berücksichtigt, daß die Grundpfeiler, welche 80 cm stark sind, infolge ihrer Abmessung die Biegungsmomente der kontinuierlich über sie hinweggehenden Träger stark verringern. Endlich kommt noch hinzu, daß der Silo zum Aufspeichern von Ammonsulfat diente, das ein spezifisches Gewicht von 1 besitzt, während von jetzt ab das Gebäude den im Werk Oppau neuproduzierten Harnstoff aufnehmen soll, dessen spezifisches Gewicht nur 0,5 beträgt.

Berücksichtigt man alle diese Umstände, dann ergibt sich für die Eiseneinlagen der Zugzonen der gesamten Eisenbetonkonstruktion des Silos überhaupt eine Zugbeanspruchung von nur 250 kg/cm². Es lag also infolge dieser geringen Kraftwirkung keine Veranlassung vor, das durch Überschreiten der Streckgrenze unzuverlässig gewordene Eisen nicht wieder zu verwenden oder durch Zulageeisen zu ergänzen. Vielmehr konnte man mit einem einfachen Geraderichten auskommen, wobei zahlreiche Bügel eingezogen wurden, die allerdings durch Haken in der Druckzone verankert waren. War also die Zugzone bereits ausgerichtet und waren die freiliegenden Eisen der Zugzone wiederum in Lage gebracht, so wurde der Träger soweit mit einer Schalung umgeben, daß seitlich nasser Beton eingebracht werden konnte. Ein kleiner Zwischenraum von der Größe einer Fuge, der zwischen dem neuen und dem alten Beton am Schlusse bestand, wurde nach dem Abbinden des ersteren durch Stampfbeton ausgefüllt. Im allgemeinen wurde das Mischungsverhältnis 1:5 hierbei verwendet.

Die bei der bereits erwähnten starken gegenseitigen Verschiebung von größeren Gebäudeteilen sich stark verbreiternden Trennungsfugen wurden, was den Siloboden anbetrifft, einfach durch Magerbeton ausgefüllt. Eine besondere Beachtung wurde denselben für diesen Fall nicht geschenkt, weil einesteils der Siloboden 4,60 m unter der Fabrikplanie liegt, andernteils das Gebäude selbst jahrein, jahraus fast durchaus die gleiche Temperatur in seinem Inneren aufweist. Temperaturfugen dürften für die unter der Erdgleiche liegenden Gebäudeteile infolge des geringen Temperaturgefälles überhaupt nicht zur Wirkung kommen. An dieser Überlegung ändert auch der Umstand nichts, daß bei der Explosion diese Fugen tatsächlich stark öffneten und sich nicht wieder schlossen.

Die Silowände, die in Gußbeton erstellt waren, wurden durch die Explosion stark in Mitleidenschaft gezogen. Die genaue zum Zwecke der Wiederverwendung der einzelnen Konstruktionsglieder unternommene Untersuchung ergab, daß die Längswände unter Erdgleiche, d. h. unter Fabrikplanie, sich noch in verhältnismäßig gutem Zustande befanden, daß aber die Stirnwände, die vollständig eingedrückt waren und von denen sich selbst unter Planie nur noch Trümmer vorfanden, unter keinen Umständen für eine Rekonstruktion mehr in Betracht kommen konnten. Aus diesem Grunde wurde die dem Explosionsherde zunächst gelegene Giebelseite nur bis zur Höhe der Fabrikplanie abgeräumt und ausgeglichen, das Erdreich selbst durch eine 4,97 m weiter zurückverlegte Eisenbetonstützmauer abgefangen, wobei der der Giebelseite zunächstliegende Grundpfeiler der Unterkellerung, der noch verhältnismäßig gut erhalten war, als Auflager diente. Von dieser Stützmauer ab wurde also die gesamte unter Fabrikplanie liegende Eisenbetonkonstruktion des Silos in der beschriebenen Weise wiederhergestellt.

Über dem Fabrikplanum hatte der Bau naturgemäß weit mehr gelitten. Für diese Zerstörungen waren die vorhandenen Trennungsfugen von besonderer Bedeutung. Die Untersuchung ergab denn auch, daß von einer Wiederherstellung der über Erdgleiche liegenden Gebäudeteile bis zur ersten Trennungsfuge keine Rede sein konnte. Diese befand sich im Abstand von 45,65 m von der eingedrückten Giebelwand. Die Rekonstruktion des Gebäudes begann also im Abstand von 4,97 m von der alten Stirnwand und konnte in der Weise durchgeführt werden, daß bis zur ersten Trennungsfuge, d. h. auf eine Länge von 40,68 m nur der unter Fabrikplanie befindliche Teil wiederhergestellt wurde. Aus dieser Wiederherstellung ging aber nur ein Grundbau hervor, der gebildet ist durch die erwähnte Stützmauer, die bis zur Erdgleiche abgenommenen Silowände und die zugehörige Unterkellerung. Ein Beschluß über die



Abb. 5.

Verwendung dieser Anlage ist noch nicht gefaßt, doch könnte dieselbe eine leichtere Gebäudekonstruktion noch recht gut aufnehmen.

Von der ersten Bewegungsfuge ab beginnt dann die eigentliche Rekonstruktion des Siloüberbaues. Hier war zwar die Eisenbetonkonstruktion noch vorhanden, sie befand sich aber von ca. 5 m über der Planie ab bis zur Höhe des Dachstuhles durchaus in einem Zustande, der die Wiederherstellung ausschloß. Durch geschickt durchgeführte Sprengungen wurde daher der durchaus über 5 m, d. h. über Kote 100,25 m liegende Siloteil abgetragen (Abb. 5).

Die aufragende, noch verbleibende Konstruktion bestand aus einer über (4,50 m im Mittel von einander entfernten) Stützen gespannten durchgehenden Platte. Platte und Stützen waren monolytisch verbunden und in Gußbeton erstellt. Wenn sich auch die Stützen innerhalb der Wiederherstellungszone leidlich gut gehalten haben, so war doch die Platte an manchen



Abb. 6.

Stellen so stark beschädigt, daß sie durch neue Teile ersetzt werden mußte. Außerdem wies der Gußbeton starke Entmischungen auf. Längs dieser Entmischungsschichten waren starke Risse vorhanden, die nicht einfach in der bereits erwähnten Weise ausgebessert werden konnten. Vielmehr mußte hier zugleich unter Freilegung der Einlageeisen der gesamte geringwertige Beton entfernt und durch neue Massen ersetzt werden (Abb. 6).

Die Silo-Seitenstützen, welche einesteils den durch die Füllung auf die Platte erzeugten Seitendruck, andernteils die Oberkonstruktion vollständig aufzunehmen hatten, waren daher

Bauglieder, welche auch nach der Wiederherstellung eine besonders wichtige Aufgabe zu erfüllen hatten.

Hatten sie sich zwar im allgemeinen bis zu der erwähnten Höhe von 100,25 m gut gehalten, so wiesen sie doch an den

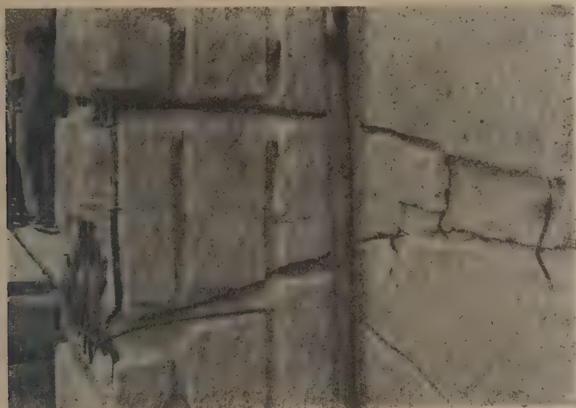


Abb. 7.

Stellen ihrer Bewehrungsänderungen starke durch die ganze Konstruktion hindurchgehende Risse auf, die auf eine starke Inanspruchnahme durch Biegungskräfte schließen ließen. Infolge der Wichtigkeit dieser Stützen für das gesamte Bauwerk wurden diese Risse nicht einfach so behandelt, wie es bei solchen von untergeordneten Konstruktionen geschehen konnte. Vielmehr wurden an den Stellen der größten auftretenden Zugbeanspruchungen noch Zulageeisen eingebracht, die dadurch in Verbund gebracht wurden, daß an allen Seiten der Stützen 5 cm tiefe und 3—4 m lange Rillen geschlagen wurden, die an ihren Enden noch 20 cm tiefe Löcher aufwiesen. Diese Rillen gingen über die Risse symmetrisch hinweg und dienten zur Aufnahme der 24 mm starken Zulageeisen, die in den erwähnten Löchern noch besonders verankert waren. Nach Einbringung

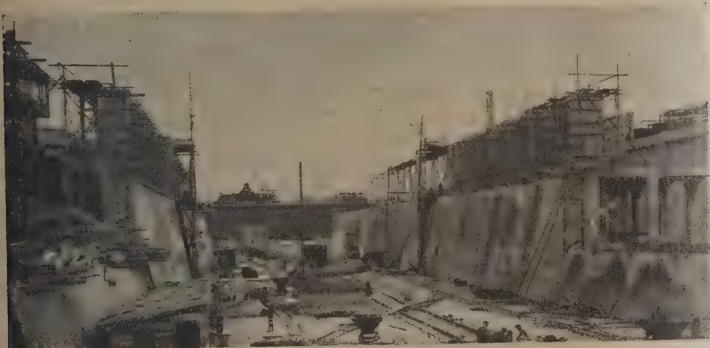


Abb. 8.

dieser Eisen und, nachdem vorher der Riß wie früher behandelt worden war, wurden auch diese Einlagen sorgfältig ausgegossen (Abb. 7).

Da durch die Siloladung einerseits und durch Windkräfte andererseits die Stützen nach außen sowohl als auch nach innen für die Aufnahme von Zugspannungen geeignet sein mußten, erfolgte diese Zulagebewehrung auf jeder Stützenseite.

Der so wiederhergestellte Bau wurde dann durch eine 10 cm starke Eisenbetonplatte, die durch Bügel in die Stützen und Seitenplatte der darunterliegenden Konstruktion verankert wurde, ausgeglichen. Zur Aufnahme des aufgehenden Mauerwerkes trug diese Platte einen durchgehenden Eisenbetonträger. Der nun auf diesen (in der angegebenen Weise wiederhergestellten) Silobehälter aufzusetzende Überbau ergab sich in seiner konstruktiven Ausbildung aus der Art der Einund Ausspeicherung des Harnstoffdüngers und aus dessen Schüttkegel. War der Behälter durch die Art seiner Wiederherstellung immerhin als ein konstruktiv zusammenhängendes Ganzes anzusehen, so mußte damit gerechnet werden, daß ein Überbau mit der Unterkonstruktion nicht mehr so in Verbund gebracht werden konnte, um den Seitendruck eines noch etwa über Kote 100,25 höher zu lagernden Speichergutes aufnehmen zu können. Der Schüttkegel des aufgestapelten Harnstoffes von $35^0$ mußte daher bei dieser Kote beginnen und konnte bis zu den Einspeicherungsstegen, auf welchen die Zubringerbänder laufen, ansteigen. Die Höhe dieser Stege bestimmte die Höhenlage der eisernen Dachkonstruktion, die eine Bimsbetonhaut trägt und durch eine doppellagige Dachpappenschicht abgedeckt werden sollte. Da der Überbau auf den Behälter nur einfache Vertikalkräfte zu übertragen hatte, erhielten die Dachbinder ein festes und ein bewegliches Auflager. Als Verbindungsglied

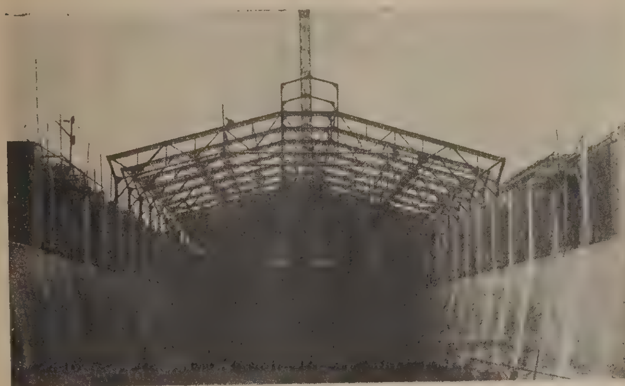


Abb. 9.

zwischen Dachbinder und Behälterstützen wurden Eisenbetonpfeiler von 80 × 160 cm Stärke eingeführt, die mit 13 × 20 mm (Abb. 8) in der unteren anschließenden Konstruktion verankert wurden. Die Öffnungen zwischen diesen Pfeilern wurden dann durch eine 25 cm starke Backsteinwand ausgefacht. Die Bewegungsfugen waren selbstverständlich für den gesamten aufgehenden Gebäudeteil und auch für diese Pfeiler und die anschließende Dachkonstruktion beizubehalten. Die Giebelwände wurden dann durch Ziegelmauerwerk geschlossen (Abb. 9).

Der Siloboden wurde schließlich, um gegen chemische Angriffe geschützt zu sein, asphaltiert und Seitenwände wie



Abb. 10.

Dachkonstruktion im Innern mit Inertol gestrichen, während die Außenwände geputzt wurden (Abb. 10).

Das Fassungsvermögen des alten Silos, das 60 000 $m^3$ betrug, konnte natürlich nicht wieder erreicht werden. Es beträgt heute nach der Wiederherstellung 40 000 $m^3$. Ein-

gespeichert wird das Material durch die erwähnten Transportbandstege, also von oben her, während die Ausspeicherung nicht wie früher durch einen unmittelbar unter der Dachkonstruktion laufenden Bagger erfolgt, vielmehr durch einen Kratzer geschieht, dessen Bahn sich auf dem Siloboden befindet. Durch in der Achse des Gebäudes im Siloboden angebrachte Öffnungen fällt das Gut auf ein Transportband, das in der Unterkellerung liegt und welches das Material zur Müllerei trägt, wo es unmittelbar nach dem Mahlen zum Versand gebracht wird. Der Silo ist schon lange wieder in Betrieb und hat allen Anforderungen gut entsprochen.

(Fortsetzung folgt.)

---

# DIE THEORIE DER KREUZWEISE BEWEHRTEN EISENBETONPLATTEN NEBST ANWENDUNGEN AUF MEHRERE BAUTECHNISCH WICHTIGE AUFGABEN ÜBER RECHTECKIGE PLATTEN.

*Von Professor Dr.-Ing. M. T. Huber, Lwów (Lemberg).*

***Übersicht:*** Einleitende Betrachtungen über die Bedeutung des Zusammenwirkens der Theorie mit der technischen Versuchsforschung und die Vorteile, welche das Vorauseilen der wissenschaftlichen Theorie mit sich bringt. Aufstellung der Ausdrücke für die potentielle Energie und die Differentialgleichung der Biegungsfläche einer Platte, deren Biegungssteifigkeit in der Längsrichtung und in der Querrichtung verschieden ist. Die Berechnung der Biegungs- und Drillungssteifigkeit für kreuzweise bewehrte Betonplatten, Wellblechtafeln, Rippendecken und Balkennetze. Die Verwendbarkeit bekannter Lösungen für isotrope Platten. Die „Steifigkeitszahl" $\eta$ für anisotrope Platten. Die Schwierigkeiten bei der Anwendung der allgemeinen Theorie auf Eisenbetonplatten.

Einleitung. Die bei der Berechnung der Eisenbetonplatten früher allgemein übliche einfache Auflösung in parallele Streifen, welche wie gewöhnliche Balken behandelt werden, gibt bekanntlich genügend genaue Ergebnisse nur in einem einzigen praktischen Falle der vollständig gleichförmig belasteten, rechteckigen und sehr lang gestreckten Platte, weil eine etwaige Auflagerung längs der kürzeren Seite offenbar einen nur sehr geringen Einfluß auf den Formänderungs- und Spannungszustand im mittleren Teile der Platte ausüben kann. Bereits von der Größe des Seitenverhältnisses $a:b = 3$ ab nähert sich der Spannungszustand im mittleren, am stärksten beanspruchten Teile, demjenigen in einer „unendlich langen Platte" ($a:b = \infty$), und zwar so stark, daß die übliche „Balkenmethode" theoretisch und praktisch zulässig ist. Allein bei kleineren Werten von $a:b$ liefert dieses Verfahren im Falle allseitiger Auflagerung viel zu ungünstige Ergebnisse, welche sogar bei einer quadratischen Platte ($a:b = 1$) zu einer dreimaligen Überschätzung der Beanspruchung führen können. Etwas bessere Ergebnisse liefert das v. Bachsche Schnittverfahren, welches gestattet, für eine rechteckige ringsum frei gelagerte und symmetrisch belastete Platte den genauen Durchschnittswert des Biegungsmomentes im Diagonalschnitt sehr einfach zu berechnen. Dieser Durchschnittswert kann aber vom Höchstwert unter Umständen sehr viel abweichen, abgesehen davon, daß die Anstrengung eines von zwei rechtwinkligen Querschnittspaaren begrenzten Plattenelementes durch Wertangabe des Biegungsmomentes bloß in einer Querschnittsebene noch nicht bestimmt wird[1]).

Angesichts dessen suchte man später, durch Zerlegen der Platte in zwei oder auch drei sich gegenseitig kreuzende Systeme von Streifen die Genauigkeit der Berechnung zu vergrößern[2]). So entstand die „Balkennetzmethode"[3]). Dabei wurde stillschweigend angenommen, daß alle einzelnen Streifen nur auf Biegung und Schub beansprucht werden, obwohl tatsächlich die Plattenelemente auch Verdrehungsarbeit leisten, die nur bei wirklichen Balkennetzen gegen die Biegungsarbeit, und auch hier bedingungsweise, vernachlässigt werden kann. Diese Vernachlässigung der Verdrehungsarbeit sowie der Querdehnung könnte zwar oft als praktisch zulässig erscheinen, da hierdurch im allgemeinen der Sicherheitsgrad der Berechnungen erhöht wird. Indes dürfte es von Interesse sein für die Wissenschaft und Praxis, die tatsächlichen Verhältnisse möglichst genau zu erforschen. Vollkommen wird dieses erst nach sehr sorgfältigen und umfangreichen Versuchen gelingen, welche jedoch von einer wissenschaftlichen Theorie geleitet werden sollen[4]).

Für homogene und isotrope Platten besassen wir eine solche Theorie seit langem und ihre Ergebnisse wurden durch Versuche sehr gut bestätigt[5]). Aber auf Eisenbetonplatten ist sie selbstverständlich nicht ohne weiteres anwendbar, schon aus dem Grunde, weil die Biegungssteifigkeit einer Eisenbetonplatte, je nach der Bewehrung, in Querschnitten von verschiedener Richtung bedeutend abweichende Werte annehmen kann.

Im vorliegenden ersten Teile der umfassenden und bereits im Jahre 1918 fertiggestellten Arbeit wird die allgemeine Theorie für kreuzweise bewehrte Betonplatten mit elementaren Hilfsmitteln entwickelt, um in folgenden Teilen ihre Anwendung auf die Berechnung dieser Platten in mehreren einfachen praktisch wichtigen Fällen zu zeigen.

---

1) Noch vorteilhafter erscheint das einfache Näherungsverfahren, welches der Verfasser bereits um das Jahr 1913 seinen Hörern mitgeteilt und anempfohlen hat. Es beruht auf der Annahme, daß die Randreaktionen einer gleichförmig belasteten Platte sich angenähert nach dem Schema in der Abb. 1 verteilen, wenn die Biegungssteifigkeit der Platte in beiden Hauptrichtungen X und Y die gleiche ist. Danach wäre der Durchschnittswert des maßgebenden Biegungsmomentes im mittleren Längsschnitt AA':

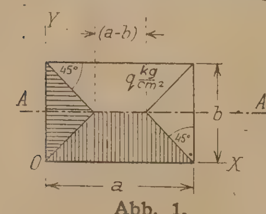


Abb. 1.

$$M = \frac{1}{24}\left(3 - 2\frac{b}{a}\right) b^2 q \quad . \; . \; . \; (a$$

und es läßt sich zeigen, daß dieser Durchschnittswert von dem genauen Höchstwerte des Biegungsmomentes im allgemeinen weit weniger abweicht, als der mittlere Wert im Diagonalschnitte:

$$M = \frac{1}{12} \cdot \frac{b^2 q}{1 + \frac{b^2}{a^2}} \quad . \; . \; . \; . \; (b$$

Nur für die quadratische Platte liefern die beiden Formeln dasselbe, und zwar $\frac{1}{24} b^2 q$. Im anderen Grenzfalle $a = \infty$ ergibt sich aus der Näherungsformel (a) richtig $\frac{1}{8} b^2 q$, und aus der Formel (b) $\frac{1}{12} b^2 q$, d. h. um ein Drittel zu wenig. Die Ableitung der Formel (a) ist, auf Grund der obigen angenäherten Verteilung der Randreaktionen, äußerst einfach.

Dieser Umstand, daß bei v. Bachschen Versuchen mit quadratischen Platten der Bruch tatsächlich in den Diagonalschnitten stattgefunden hat, ist keinesfalls im Widerspruche mit dem einleuchtenden theoretischen Ergebnis, nach welchem in der Mitte der quadratischen isotropen Platte alle Elementarquerschnitte gleich beansprucht sind. Er bestätigt nur jenes Ergebnis der Plattentheorie, daß die Biegungsmomente längs der Diagonalschnitte am gleichmäßigsten verteilt sind und in anderen zentralen Querschnitten ziemlich rasch gegen die Plattenränder abnehmen.

2) Man vergleiche die Veröffentlichungen des Ing. A. Danusso in der Zeitschrift Il Cemento v. J. 1911 oder die deutsche Bearbeitung von Dipl.-Ing. H. v. Bronneck in den Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, H. XXI, Berlin 1913. Ferner: Calcul des hourdis en béton armé. Ann. des Ponts et Ch. 1912, IV, S. 469—529.

3) Sie wurde schon im Jahre 1788 von Jakob Bernoulli dem Jüngeren zu einer mißglückten Theorie der Chladnischen Versuche mit schwingenden Platten herangezogen.

4) Bei hochwichtigen und in mancher Hinsicht musterhaften Plattenversuchen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton" hat man leider versäumt, die in der Plattentheorie bedeutsame Querdehnungszahl zu bestimmen.

5) A. Föppl, Mitteil. aus d. mech.-techn. Labor. d. Techn. Hochschule München, 1900, H. 27. — M. Enßlin, Studien über die Beanspruchung und Formänderung kreisförmiger Platten, Dingl. Pol. Journ. 1904, Bd. 319. — E. Estanave, Contribution à l'étude de l'equilibre élastique d'une plaque rectangulaire . . ., Thése, Paris 1900. — Dr.-Ing. A. Nádai, Die Formänderungen und die Spannungen von rechteckigen elastischen Platten, Berlin 1915, Forschungsarbeiten, herausgegeben vom Ver. d. Ing., Heft 170 und 171.

Von neueren rein theoretischen Arbeiten, welche praktisch wichtige Plattenaufgaben streng behandeln, mögen hier folgende angeführt werden: Dr.-Ing. H. Hencky, Der Spannungszustand in rechteckigen Platten. München 1913, R. Oldenbourg. — Dr.-Ing. H. Leitz, Berechnung der frei aufliegenden rechteckigen Platten, Berlin 1914. (Dem Verfasser im Laufe der vorliegenden Arbeit nicht zugänglich). — A. Mesnager, Mehrere Mitteilungen in den „Comptes rendus" der Pariser Akademie d. W. Bd. 163, 164, 165 u. f. — A. Nádai, Über die Spannungsverteilung in einer durch eine Einzellast belasteten rechteckigen Platte. „Der Bauingenieur" 1921, Heft 1. — H. Happel, Über das Gleichgewicht von rechteckigen und elliptischen Platten unter einer Einzellast. „Der Eisenbau" 1921, S. 107. — A. Nádai, Über die Biegung der rechteckigen Platte durch Einzellasten. „Der Bauingenieur" 1921, Heft 11. — S. Timoschenko, Über die Biegung

Die theoretischen Untersuchungen können in Verbindung mit bisherigen und zukünftigen Versuchen zur Aufstellung neuer wissenschaftlich begründeter Regeln verwendet werden. Es ist zu hoffen, daß die Lösungen, welche die eigenartige Anisotropie der Eisenbetonplatte möglichst genau berücksichtigen, früher oder später manche von den verschiedensten praktischen Formeln ersetzen werden. Letztere sind als Notbehelfe zu betrachten, solange die exakte Forschung nichts Besseres liefert. Im Falle gleicher Berechnung in beiden Hauptrichtungen haben bereits zahlreiche neuere Arbeiten über rechteckige isotrope Platten theoretisch und praktisch zufriedenstellende Lösungen geliefert, was jedoch nicht hinderte, daß sogar die neuesten technischen Hilfsbücher die von alten Lehrbüchern und amtlichen Bestimmungen empfohlenen praktischen Formeln an erster Stelle, dagegen die aus strengen Lösungen abgeleiteten Beiwerte nebst Interpolationsformeln erst an zweiter Stelle bringen, ohne ein Wort kritischer Bemerkung hinzuzufügen.

Die Abweichungen des Betons vom Hookeschen Elastizitätsgesetze können selbstverständlich in der Plattentheorie nur näherungsweise berücksichtigt werden, indem man in konkreten Fällen für die Elastizitätskonstanten des Betons: $E_b$ (Zug und Druck), $G_b$ (Schub), und die Querdehnungszahl $m_b$, die den Versuchsergebnissen angepaßten Mittelwerte einführt. Der vorläufig in der ersten Bearbeitung der Theorie[6]) vom Verfasser empfohlenen Annahme: $E_b = 200\,000$ kg/cm², $m_b = 6$, entspricht $G_b = \backsim {}^3/_7\, E_b$ und $n = E_f : E_b = 10$ bis 11, wenn $E_f$ den Elastizitätsmodul der Eiseneinlagen bezeichnet. Der kleinere Wert von n entspricht dem Schweißeisen, der größere dem Flußeisen oder Stahl. Dieses genügt aber nicht für die einigermaßen richtige Bestimmung der reduzierten Trägheitsmomente, wie bereits die zahlreichen Versuche mit bewehrten Betonplatten bewiesen haben. Diese wichtige Frage wird später näher erwogen.

Es wäre offenbar wünschenswert, die theoretischen Ableitungen durch Versuchsergebnisse zu bekräftigen; dieses konnte jedoch vorläufig schon deshalb nicht geschehen, weil die ganze Arbeit ihre Entstehung der unfreiwilligen Muße in der russischen Kriegsgefangenschaft verdankt. Mit der Veröffentlichung der theoretischen Untersuchungen abzuwarten, bis das nötige Versuchsmaterial gesammelt wird, schien dem Verfasser nicht tunlich, da die theoretischen Ergebnisse gleichzeitig mehreren Versuchsforschern von Nutzen sein können, was die endgültige Lösung mancher wichtiger Fragen beschleunigen dürfte[7]).

Das Vorauseilen der Theorie hat noch gewisse andere Vorteile, die durch nächstfolgende Betrachtungen näher beleuchtet werden sollen.

Der blühenden Entwicklung der modernen Versuchsforschung in den letzten Jahrzehnten hat die technische Festigkeitslehre zweifellos vieles zu verdanken, es kann aber nicht verschwiegen werden, daß manche Versuchsforscher gar zu oft die wissenschaftliche Theorie vernachlässigt haben und sich mit der Ableitung von empirischen Regeln aus den Versuchsergebnissen begnügten, die leider nicht immer mit grundlegenden Gesetzen der durchaus bewährten Theorie des Spannungszustandes im Einklange sind. Ein geradezu klassisches Beispiel der Verwirrung, welche dadurch in breiten Kreisen der Ingenieure gestiftet worden ist, liefert die gar nicht seltene Verwechslung der Begriffe der Schubfestigkeit und der Scherfestigkeit, welche doch so weit voneinander liegen. Während die Schubfestigkeit als jener Grenzwert der Spannung bei reiner Schubbeanspruchung, dessen Überschreitung zum Bruche (bzw. zur unzulässigen bleibenden Formänderung) führt, für eine Materialkonstante (wie Zug- oder Druckfestigkeit) angesehen werden darf[8]), ist dieses bei der Scherfestigkeit nicht der Fall, denn unter der Scherfestigkeit versteht man bekanntlich eine Größe, welche bei dem (eigentlich technologischen) Scherversuche mit dem Quotienten: $\frac{\text{Scherkraft}}{\text{abgescherte Fläche}}$ gemessen wird. Diese Größe ist aber nicht nur von dem Material des Probekörpers, sondern auch von seinen Abmessungen, ferner von der Gestalt und dem Material der die Kraft ausübenden Teile der Versuchspresse abhängig. Obwohl also das übliche Maß der Scherfestigkeit dieselbe Dimension (der Spannung) wie das Maß der Schubfestigkeit aufweist, so ist die erstgenannte Größe keineswegs als Materialkonstante zu betrachten, und alle Bemühungen, die Scherfestigkeit mit der Zug- und Druckfestigkeit in einfache Beziehung zu bringen, sind verfehlt. (Dadurch wird selbstverständlich die praktische Bedeutung des Scherversuches als einer gewissermaßen technologischen Probe nicht in Abrede gestellt.)

Ein weiterer sehr verbreiteter Irrtum, der die Identifizierung der beiden Begriffe zur Folge hat, beruht auf der Deutung der Richtung der Bruchflächen bei manchen Versuchen. Wenn etwa nach dem stattgefundenen Bruche eine gegenseitige Verschiebung der beiden Bruchteile längs der Bruchfläche beobachtet wird (was naturgemäß meistens erfolgen muß), so sagt man als etwas Selbstverständliches aus, der Bruch sei durch das

---

der allseitig unterstützten rechteckigen Platte unter Wirkung einer Einzellast. „Der Bauingenieur" 1922, Heft 2.

Ferner in russischer Sprache: S. P. Timoschenko, Elastizitätslehre, Petersburg 1916, T. II, S. 285. — B. G. Galerkin, Frei aufliegende rechteckige Platten, Petersburg 1915; Die Biegung der rechteckigen Platten und Wände, Petersburg 1917.

Mit Näherungslösungen beschäftigen sich die Arbeiten von Dr. J. Simič, in der Zeitschrift dst. Ing. u. Arch.-Ver. 1908 und in der Österr. Woch. f. d. öff. Baud. 1909; ferner K. Hager, Berechnung ebener rechteckigen Platten mittels trigonometrischer Reihen, 1911. — M. T. Huber, Über die Widerstandsfähigkeit einer rechteckigen Platte . . . (poln.), Warschau, Przegl. techn. L. II. 1914. S. 261. — B. G. Galerkin, Stäbe und Platten (russ.), Petersburg 1915.

6) M. T. Huber, Die Grundlagen einer rationellen Berechnung der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten, Zeitschr. d. Öst. Ing. u. Arch.-Ver. 1914, Nr. 30, oder die Bearbeitung in polnischer Sprache mit französischer Zusammenfassung: „La théorie générale des hourdis en béton armé, et ses applications au calcul des hourdis rectangulaires . . . . . ", Czasop. techn., Lemberg 1914.

Die dort entwickelte allgemeine Theorie wird hier wesentlich verbessert und vereinfacht.

7) Wie bereits oben angedeutet worden ist, liefert der umfangreiche Bericht von v. Bach und Graf über die Plattenversuche (Berlin 1915, Verl. v. Wilh. Ernst & Sohn) eine Fülle von wichtigem Versuchsstoff, welcher nachträglich mit den theoretischen Ergebnissen der vorliegenden Arbeit verglichen werden soll. Dabei muß aber vor allem dieser wichtige Umstand im Auge behalten werden, daß man bei diesen Versuchen die gleichmäßige Belastung nur näherungsweise verwirklicht hat. Tatsächlich haben wir hier bei quadratischen Platten mit 16 in beiden Hauptrichtungen gleichmäßig verteilten und gleichen Einzellasten zu tun, welche zwar für die Längs- und Querstreifen der Platte, als Balken betrachtet, genau zu demselben Höchstwert des Biegungsmomentes führen, welcher der kontinuierlich gleichförmig verteilten Belastung entspricht, die jedoch in den Diagonalschnitten zweifellos ungünstiger wirken müssen. Man findet in der Tat für das ganze Biegungsmoment im Diagonalschnitte von der Länge d (Abb. 2) den Wert

$$\frac{P}{4}\cdot\frac{d}{4}+\frac{P}{4}\cdot\frac{d}{4}-\frac{P}{16}\cdot\frac{3}{8}d-2\frac{P}{16}\cdot\frac{2}{8}d-3\frac{P}{16}\cdot\frac{1}{8}\,d=\frac{3}{64}Pd$$

anstatt ${}^1/_{24}$ P d im Falle einer genau gleichförmig verteilten Belastung, d. h. um 12,5 vH mehr. Es ist deshalb zu erwarten, daß die aus den Versuchen abgeleiteten Beiwerte in den Momentenformeln im Vergleiche zu den theoretischen Beiwerten ein wenig zu groß ausfallen werden. Diese Erwartung hat sich wirklich bestätigt, wie später gezeigt werden soll.

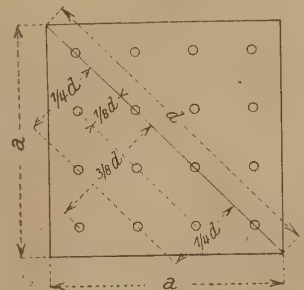


Abb. 2.

Eine genau gleichförmig verteilte Belastung ließe sich durch hydrostatischen Druck anscheinend ohne besondere Schwierigkeiten verwirklichen. Man könnte dazu ein Druckgefäß mit vollkommen biegsamem Boden aus wasserdichtem Stoff von der Größe der belasteten Fläche verwenden. Obwohl dies bei den angeführten Versuchen nicht geschehen ist, so ist ein genauer Vergleich mit der Theorie, auf Grund der allgemeinen Lösung für den Fall einer Einzellast im beliebigen Plattenpunkte, doch ganz gut durchführbar.

Andere mehr oder weniger wichtige Abweichungen der Versuchsbedingungen von den Voraussetzungen, welche den einfachsten strengen theoretischen Formeln zugrunde gelegt werden, sollen später hervorgehoben und diskutiert werden.

8) Wenigstens mit derjenigen Annäherung, welche für die meisten praktischen Zwecke ausreicht.

Abscheren in der Bruchfläche erfolgt, meint aber damit gewöhnlich das Überwinden der Schubfestigkeit. Sofort werden die Schubspannungen näherungsweise berechnet, welche fast immer zu finden sind, da sie bloß in drei Hauptspannungsebenen verschwinden, und die falsche Auslegung ist fertig. Nichtsdestoweniger belehren uns die unzähligen Biegungsversuche mit bewehrten Betonbalken von rechteckigem Querschnitt sowie Torsionsversuche mit Betonzylindern, daß die ersten Risse nirgends die Richtung der größten Schubspannungen zeigen, sondern dort, wo eine der Hauptspannungen eine Zugspannung ist, immer zu derselben senkrecht stehen. In Gebieten ohne Zugspannungen erscheinen die ersten Risse in der Hauptdruckrichtung, aber nur bei sehr guter Homogenität und Isotropie des Materials; sonst verlaufen sie ziemlich unregelmäßig, so daß das Zerstörungsbild verschiedenartig aussieht, je nach der zufälligen Verteilung der Inhomogenitäten und nach der Art des Spannungsfeldes. Diese Erfahrungsregeln können in eine einzige zusammengezogen werden, und zwar: Die ersten Bruchrisse in einem belasteten Körper aus Beton (oder einem anderen spröden und angenähert durchschnittlich isotropen Stoffe) stehen senkrecht zu der algebraisch größten Hauptdehnung. Man beachte, daß diese Regel noch keine Antwort gibt auf die hochwichtige Frage, womit die Anstrengung des Materials im allgemeinen Spannungszustande gemessen wird. Eine befriedigende Antwort hat die Versuchsforschung bis jetzt nur für die zähen Metalle gegeben. Für sie gilt als Maß der Anstrengung die größte Differenz der Hauptspannungen. Danach ist z. B. die reine Schubbeanspruchung ebenso gefährlich wie die doppelt so große einfache Zugspannung oder Druckspannung. Die spröden Stoffe folgen diesem Gesetze offenbar nicht, was bereits daraus erhellt, daß ihre Zugfestigkeit bedeutend kleiner als die Druckfestigkeit ist. Es braucht kaum betont zu werden, daß etwaige Schwindrisse und grobe Materialfehler nicht selten mehr oder weniger bedeutende Abweichungen von der obigen Bruchregel veranlassen können. Dieses sowie der wichtige Umstand, daß nach dem Erscheinen der ersten Risse die Spannungsverteilung in der Regel sofort erheblich geändert wird, ermahnen zu der größten Vorsicht beim Ziehen von Folgerungen aus den endlichen Zerstörungsbildern, da doch im Endstadium der Spannungszustand so gut wie unbekannt ist.

Ziemlich oft wird noch die gegenseitige Einwirkung von benachbarten Körperelementen sowie Übertragung der Kräfte durch die inneren Spannungen mißdeutet. Ein hochverdienter Forscher schreibt beispielsweise, daß die einzelnen Fasern eines Stabes, der auf einfachen Zug beansprucht ist (auch bei vollkommen gleichmäßiger Spannungsverteilung in den Querschnitten des betrachteten Teiles) aufeinander einwirken und zieht daraus die Folgerung, daß die Querschnittsform auf die Elastizitäts- und Festigkeitskonstanten einen Einfluß haben muß. Wenn wir vorläufig den Ausspruch über die Festigkeitskonstanten beiseite lassen, so bliebe, falls das übrige wahr wäre, nichts anderes übrig, als die ganze Elastizitätstheorie über Bord zu werfen. Dennoch hat sich die Elastizitätstheorie bei der Lösung von Problemen der Festigkeitslehre immer vorzüglich bewährt. Sogar für Stoffe, die dem Hookeschen Gesetze nicht genau folgen, wie es die Elastizitätstheorie voraussetzt, hat diese Theorie sehr gute Dienste geleistet. Man braucht nur auf die geschichtliche Entwicklung der Gewölbetheorie hinweisen, welche erst dann zum Einklang mit der Erfahrung gebracht worden ist, als man sie auf die Elastizitätstheorie gestützt hat. Es wird daher niemandem einfallen, die Elastizitätstheorie aus der technischen Festigkeitslehre zu vertreiben. Sie ist bis jetzt die einzige sichere Führerin, welche die wissenschaftliche und somit die einfachste richtige Deutung der Versuchsergebnisse ermöglicht, und falls sie, leider ziemlich oft, nicht zum Ziele führt, so liegt dies in den mathematischen Schwierigkeiten, welche der Lösung im Wege stehen.

Worin steckt aber der Irrtum in dem oben angeführten Ausspruch? Daß die benachbarten Fasern des Stabes durch Molekularkräfte aufeinander einwirken, ist vom naturphilosophischen Standpunkte offenbar nicht zu leugnen; jedoch das Maß dieses Einwirkens, d. h. die Spannung in den Längsschnitten, muß nach den Grundgesetzen der Statik in diesem Falle verschwinden und deswegen kann diese Einwirkung keine Folgen haben. Praktisch genommen existiert sie also nicht, und solange die Zugspannung in allen Querschnitten gleich und gleichförmig verteilt ist, kann die Querschnittsform keinen Einfluß auf die Dehnungen und somit auch auf den Dehnungsmodul ausüben. Anders verhält sich die Sache, sobald an irgend einer Stelle die Einschnürung sich zu bilden beginnt. Dann aber ist von gleichförmiger Verteilung der Zugspannungen keine Rede mehr; es müssen Spannungen auch in den früheren Längsschnitten auftreten — die Einwirkung ist da. Ähnliches gilt von der oft mißdeuteten gegenseitigen Einwirkung der Längsfaser eines auf Biegung beanspruchten Balkens.

Obige Ausführungen verfolgen nicht nur den Zweck, im Interesse der Wissenschaft auf die verbreiteten Irrtümer hinzuweisen, sie trachten vielmehr die große praktische Wichtigkeit der theoretischen Grundlage für jede Versuchsforschung auf dem Gebiete der technischen Festigkeitslehre hervorzuheben. Wir sind in der bedeutend günstigeren Lage, wenn wir bei der Ausführung einer Versuchsreihe über eine theoretische Grundlage verfügen, da in diesem Falle eine viel kleinere Anzahl von Versuchen ausreicht, um eine befriedigende Antwort auf die Frage, welche in jedem wissenschaftlichen Experiment der Natur gestellt wird, zu bekommen. Ohne einen theoretischen Wegweiser tastet man fast immer im Dunkeln und kommt schließlich nach einer großen Anzahl von Versuchen zu einer empirischen Formel, die nur unter möglichst gleichen Bedingungen anwendbar ist und nicht extrapoliert werden darf. Demgegenüber erfordert die Prüfung einer theoretischen Formel nur eine verhältnismäßig kleine Anzahl von Versuchen und liefert im Falle einer Bestätigung der Theorie eine sichere Grundlage zur Berechnung in dem ganzen Gültigkeitsbereiche der immer klar und deutlich bestimmbaren Voraussetzungen der Theorie.

## § 1. Die einfache reine Biegung eines Balkens und einer Platte.

Wir betrachten zuerst die reine Biegung eines homogenen und isotropen Balkens von rechteckigem Querschnitt ABCD (Abb. 3). Die Ebene XZ sei die Biegungsebene und M das Biegungsmoment des in dieser Ebene liegenden Kräftepaares.

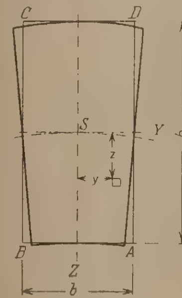


Abb. 3.

Der Spannungszustand ist bekanntlich durch eine einzige Gleichung:

$$\sigma_x = \frac{M_1}{J_1} z \quad \ldots \ldots \ldots (a$$

gegeben, wo $\sigma_x$ die Normalspannung in einem beliebigen Querschnittspunkte (y, z) und $J_1$ das Trägheitsmoment des Querschnittes in bezug auf die zentrale Y-Achse bezeichnet. Durch eine zweite Gleichung:

$$\varrho_1 = \frac{E J_1}{M_1} \quad \ldots \ldots \ldots (b$$

wird der Krümmungsradius der verbogenen Mittellinie OX des Balkens bestimmt. Beides genügt aber zur genauen Beschreibung des Spannungszustandes nur bei nicht zu großen Werten des Verhältnisses b : h. Die durch Gleichung (a) gegebene Spannungsverteilung bedingt nicht nur die Krümmung $1/\varrho_1$ in der XZ-Ebene, sondern auch eine Krümmung $1/\varrho_2$ in der Querschnittsebene YZ. Denn jedes Element des Balkens $dx \cdot dy \cdot dz$ erleidet nach dem Elastizitätsgesetz folgende Hauptdehnungen:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}, \quad \varepsilon_y = -\frac{1}{m} \cdot \frac{\sigma_x}{E}, \quad \varepsilon_z = -\frac{1}{m} \cdot \frac{\sigma_x}{E} \quad \ldots \ldots (c$$

und wie die Dehnungen $\varepsilon_x$ die Neigung der ursprünglich parallelen Querschnitte YZ hervorrufen, so verursachen die Deh-

nungen $\varepsilon_y$ die entsprechende Neigung der Längsschnitte XZ (zwischen zwei benachbarten Querschnitten). Der einzige Unterschied zwischen beiden Formänderungen besteht nur darin, daß die Krümmung der horizontalen Querfaser, die „Querkrümmung" $1/\varrho_2$, kleiner und entgegengesetzt gerichtet ist, wie die Längskrümmung. Für die erste gilt offenbar die Gleichung:

$$\frac{1}{\varrho_2} = \frac{1}{m\,\varrho_1} = \frac{1}{m}\,\frac{M_1}{E\,J_1} \quad \text{(d}$$

welche zwar seit langem bekannt, früher aber in der technischen Elastizitätslehre kaum Beachtung gefunden hat. Sie spielt in der Plattentheorie eine hervorragende Rolle.

Die Querkrümmung wurde bereits von A. Cornu[9]) mit großer Genauigkeit an rechteckigen Glasbalken gemessen und dabei die Gleichung (d) bestätigt; sie läßt sich bei der Biegung eines stabförmigen Gummistückes bequem beobachten. Biegt man aber auf dieselbe Weise eine Platte, das heißt einen Balken von einer gegen die Höhe h großen Querschnittsbreite b, so wird eine Querkrümmung kaum auftreten, was man mittels geometrischer Betrachtungen leicht voraussehen kann. Es folgt somit ein wichtiger Unterschied zwischen dem Spannungszustand in einer einfach gebogenen Platte und einem Balken. In der gebogenen Platte herrschen nämlich außer den Spannungen $\sigma_x$ noch die Spannungen $\sigma_y$, welche für den Fall der unendlichen (oder praktisch sehr großen) Breite b sehr leicht aus der Bedingung $\varepsilon_x = 0$ zu berechnen sind. Derselbe Spannungszustand herrscht offenbar auch in denjenigen Elementen einer endlichen Platte, die sich zylindrisch biegen. Statt der Gleichung (c) müssen wir jetzt schreiben:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left(\sigma_x - \frac{1}{m}\,\sigma_y\right), \quad \varepsilon_y = \frac{1}{E}\left(\sigma_y - \frac{1}{m}\,\sigma_x\right) = 0$$

Daraus folgt:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_y = \frac{1}{m}\,\sigma_x, \quad \varepsilon_x &= \frac{m^2-1}{m^2 E}\,\sigma_x \\ \text{oder} \qquad \varepsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E'} \end{aligned}\right\} \quad \text{(e}$$

wenn zur Abkürzung in weiter folgenden Rechnungen

$$E' = \frac{m^2}{m^2-1}\,E \quad \text{(f}$$

(Plattenmodul) gesetzt wird. Da die Gleichung (a) ihre Gültigkeit nicht verliert und allgemein

$$\frac{1}{\varrho_1} = \frac{\varepsilon_1}{z}$$

ist, so erhalten wir statt der Gleichung (b):

$$\varrho_1 = \frac{E'\,J_1}{M_1} = \frac{m^2 E}{m^2-1}\cdot\frac{J_1}{M_1} \quad \text{(g}$$

Die inneren Kräfte in den XZ-Schnitten geben wegen

$$\sigma_y = \frac{1}{m}\,\sigma_x$$

auch ein resultierendes Biegungsmoment:

$$M_2 = \frac{1}{m}\,M_1 \quad \text{(h}$$

falls die beiden Größen $M_1$ und $M_2$ als auf die Einheit der Querschnittsbreite bezogen aufgefaßt werden.

Läßt man nun die beschränkende Voraussetzung der Homogenität und Isotropie des Materials fallen und nimmt an, daß es in der Platte zwei hervorragende Richtungen gibt, die mit den Koordinatenachsen zusammenfallen und durch verschiedene elastische Eigenschaften gekennzeichnet sind, so wird sich in der Beziehung (h) nur die physikalische Bedeutung des Zahlenbeiwertes $\frac{1}{m}$ ändern. Derselbe wird nämlich jetzt nicht mehr das Verhältnis der Querzusammenziehung zur Längsdehnung im beliebigen Elemente des Plattenstoffes bestimmen, sondern allgemein jenen Wert des Verhältnisses $M_2 : M_1$, welcher der zylindrischen Biegung in der Ebene des Momentes $M_1$ entspricht. Beim Übergang zur anderen Hauptrichtung, d. h. zur zylindrischen Biegung in der YZ-Ebene, wird also das analoge Verhältnis $M_1 : M_2$ einen anderen Festwert annehmen. Wir wollen deswegen im ersten Falle $\frac{1}{m_1}$ anstatt $\frac{1}{m}$ und im zweiten Falle $\frac{1}{m_2}$ schreiben. Außerdem ist zu beachten, daß im betrachteten verallgemeinerten Falle einer orthogonalen Anisotropie des Plattenstoffes, welche der Struktur einer kreuzweise gleichmäßig bewehrten Betonplatte gut entspricht, auch die auf die Einheit der Querschnittsbreite bezogene Biegungssteifigkeit in beiden Hauptrichtungen verschiedene Werte annehmen kann. Wir werden deshalb allgemein die Balkenbiegungssteifigkeiten in der XZ-Ebene und YZ-Ebene entsprechend mit $\overline{B}_1$ und $\overline{B}_2$ bezeichnen. In einer isotropen Platte wird offenbar:

$$\overline{B}_1 = \overline{B}_2 = E\,\frac{h^3}{12}$$

§ 2. Die allgemeine reine Biegung eines Plattenelementes.

Wir gehen jetzt zur Betrachtung eines Plattenelementes über, dessen Seitenflächen (Abb. 4) nur von (inneren) Biegungsmomenten beansprucht werden. Es möge dabei die Bedeutung der schon benutzten Bezeichnungsweise für die statischen Größen festgesetzt werden. Wir denken uns die ganze Platte in parallele Streifen aufgelöst, einmal in der Richtung des einen Systems der Eisenstäbe, die parallel der lotrechten XZ-Ebene laufen, und das zweite Mal in der Richtung des anderen Systems, welches senkrecht zum ersten und parallel der lotrechten YZ-Ebene vorausgesetzt wird. Alle Größen, welche den Querschnitten des ersten gedachten Streifensystems (des X-Systems) zugeordnet sind, bekommen den Index 1; die des zweiten (des Y-Systems) den Index 2[10]).

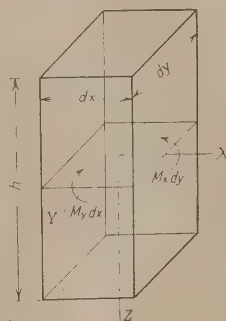


Abb. 4.

Das Biegungsmoment $M_1$ ruft in der lotrechten XZ-Ebene eine Krümmung $\frac{M_1}{\overline{B}_1}$ und in der YZ-Ebene eine Krümmung $-\frac{1}{m_1}\cdot\frac{M_1}{\overline{B}_1}$ hervor; entsprechende von $M_2$ hervorgerufene Krümmungen sind aber $-\frac{1}{m_2}\cdot\frac{M_2}{\overline{B}_2}$ und $\frac{M_2}{\overline{B}_2}$. Dem Superpositionsprinzipe gemäß folgen daraus zwei Gleichungen:

$$\frac{1}{\varrho_1} = \frac{M_1}{\overline{B}_1} - \frac{1}{m_2}\cdot\frac{M_2}{\overline{B}_2}; \quad \frac{1}{\varrho_2} = \frac{M_2}{\overline{B}_2} - \frac{1}{m_1}\cdot\frac{M_1}{\overline{B}_1}$$ [11])

Wir lösen diese Gleichungen nach $M_1$ und $M_2$ auf und erhalten:

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \frac{m_1 m_2}{m_1 m_2 - 1}\,\overline{B}_1\left(\frac{1}{\varrho_1} + \frac{1}{m_2}\cdot\frac{1}{\varrho_2}\right) \\ M_2 &= \frac{m_1 m_2}{m_1 m_2 - 1}\,\overline{B}_2\left(\frac{1}{\varrho_2} + \frac{1}{m_1}\cdot\frac{1}{\varrho_1}\right) \end{aligned}\right\} \quad \text{(1}$$

Die Größen

$$B_1 = \frac{m_1 m_2}{m_1 m_2 - 1}\,\overline{B}_1 \quad \text{und} \quad B_2 = \frac{m_1 m_2}{m_1 m_2 - 1}\,\overline{B}_2 \quad \text{(2}$$

haben die Bedeutung der Plattenbiegungssteifigkeiten in der XZ- bzw. YZ-Ebene.

9) C. R. 1869, 69, S. 333.

10) Dieses Bezeichnungsprinzip unterscheidet sich vorteilhaft von demjenigen, welches in den oben zitierten ersten Veröffentlichungen des Verfassers benutzt worden ist.

11) Streng genommen, ist die Anwendung des Superpositionsprinzipes nur im Falle unendlich kleiner Krümmungen zulässig. Dann sind obige Formeln als exakt zu betrachten.

Für die in der X- und Y-Richtung gleichmäßig bewehrte Betonplatte ist für die Balkenbiegungssteifigkeiten:

$$\overline{B_1} = E_b J_{1b} + E_f J_{1f} \quad \text{und} \quad \overline{B_2} = E_b J_{2b} + E_f J_{2f}$$

anzusetzen. Dabei bezeichnen $E_b$ und $E_f$ die Elastizitätsmodule für Beton und Eisen; $J_{1b}$, $J_{2b}$, $J_{1f}$, $J_{2f}$ sind die Trägheitsmomente der Beton- bzw. Eisenquerschnitte bezüglich der beiden neutralen Achsen, die im allgemeinen in verschiedener Höhe liegen. Führt man die Verhältniszahl

$$n = \frac{E_f}{E_b} \quad \text{. . . . . . . . . . . . . (3}$$

ein, so können die Balkenbiegungssteifigkeiten in folgender Form ausgedrückt werden:

$$\overline{B_1} = E_b (J_{1b} + n J_{1f}) = E_b J_1; \quad \overline{B_2} = E_b (J_{2b} + n J_{2f}) = E_b J_2 \quad \text{. . (4}$$

Die Größen $J_1$ und $J_2$ haben hier die übliche Bedeutung reduzierter („ideeller") Trägheitsmomente der reduzierten Eisenbetonquerschnitte vom Flächeninhalt:

$$F_1 = F_{1b} + n F_{1f}; \quad F_2 = F_{2b} + n F_{2f} \quad \text{. . . . . . (5}$$

Die Werte der reduzierten Querdehnungszahlen $\frac{1}{m_1}$ und $\frac{1}{m_2}$ werden vermutlich zwischen $\frac{1}{m_b}$ (für Beton) und $\frac{1}{m_f}$ (für Eisen) liegen müssen. Je kleiner der Einfluß der X- bzw. Y-Bewehrung auf die Biegungssteifigkeit, desto mehr wird sich der Wert von $m_1$ bzw. $m_2$ an $m_b$ nähern und umgekehrt. Es dürfte also

$$\frac{1}{m_1} = \frac{1}{m_b} \cdot \frac{J_{1b}}{J_1} + \frac{1}{m_f} n \frac{J_{1f}}{J_1}; \quad \frac{1}{m_2} = \frac{1}{m_b} \cdot \frac{J_{2b}}{J_2} + \frac{1}{m_f} n \frac{J_{2f}}{J_2} \quad \text{. . (6}$$

angesetzt werden, insofern die Zugspannungen auch von der äußersten Betonschicht übertragen werden. Vorläufig wird wohl in der Regel die Annahme $m_1 = m_2 = 6$ (wie für reinen Beton), folglich:

$$B_1 = \frac{36}{35} E_b J_1; \quad B_2 = \frac{36}{35} E_b J_2 \quad \text{. . . . . . . (2a}$$

näherungsweise genügen, bis die Versuchsergebnisse eine genauere Bestimmung ermöglichen werden.

Für eine in zwei zueinander senkrechten Richtungen bewehrte und auf reine Biegung (in diesen beiden Richtungen) beanspruchte Platte gelten also im Zusammenhange mit obigen Hilfsformeln folgende Biegungsgleichungen:

$$M_1 = B_1 \left(\frac{1}{\varrho_1} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{1}{\varrho_2}\right); \quad M_2 = B_2 \left(\frac{1}{\varrho_2} + \frac{1}{m_1} \cdot \frac{1}{\varrho_1}\right) \quad \text{. . (1'}$$

## § 3. Die Verdrehung eines Plattenelementes.

Betrachtet man jetzt die Wirkung der inneren Verdrehungsmomente (Drillungs- oder Torsionsmomente), welche zwei zusammenstoßende Seitenflächen des Plattenelementes angreifen, so muß zuerst beachtet werden, daß nach dem Satze von der Gleichheit der einander zugeordneten Schubspannungen die Werte dieser beiden Momente sich nur durch das Vorzeichen voneinander unterscheiden (Abb. 5). Dies gilt offenbar auch im Falle der oben betrachteten orthogonalen Anisotropie, da dann nur die Schubspannungsverteilung in der Z-Richtung (nach der Plattendicke) sich ändern kann und nicht mehr linear zu bleiben braucht. Die Beanspruchung des Plattenelementes durch diese Verdrehungsmomente D ist allgemein statisch gleichwertig mit der Biegungsbeanspruchung desselben durch zwei gleiche und entgegengesetzte Biegungsmomente von der absoluten Größe

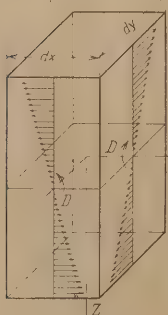


Abb. 5.

$$|M| = |D|$$

die in beiden um 45° zur X- bzw. Y-Achse geneigten vertikalen Querschnitten wirken. Infolgedessen läßt sich die Verdrehungssteifigkeit 2C der Eisenbetonplatte durch die in diesen beiden Querschnitten offenbar gleiche Balkenbiegungssteifigkeit B' ausdrücken. Die entsprechenden Hauptkrümmungen unterscheiden sich nur durch das Vorzeichen und ihre Größe ist vom Verdrehungswinkel des Plattenelementes abhängig. Bezeichnet $\frac{\partial \vartheta_1}{\partial x} dx$ den relativen Verdrehungswinkel der beiden ursprünglich parallelen Seiten dy des Flächenelementes dx dy in der entsprechenden neutralen Schicht (Abb. 6) und $\frac{\partial \vartheta_2}{\partial y} dy$ den relativen Verdrehungswinkel des anderen Seitenpaares desselben Flächenelementes, so läßt sich zeigen, daß der gemeinsame Wert obiger Hauptkrümmungen:

$$\frac{1}{\varrho_d} = \frac{\partial \vartheta_1}{\partial x} = \frac{\partial \vartheta_2}{\partial y} = \vartheta' = \frac{D}{2C} \quad \text{. . . . . . . (7}$$

ist. Legt man nämlich durch die Diagonalecken A' und C' bzw. B' und D' (Abb. 6) des deformierten Flächenelementes A'B'C'D' je zwei Ebenen, welche zu den ursprünglich parallelen Seiten dx bzw. dy (A'B' und C'D' bzw. A'D' und B'C') senkrecht stehen, so schneiden sie sich in zwei Geraden, die auf beiden Seiten der Ebene ABCD sich befinden, und bilden dabei den Neigungswinkel $\frac{\partial \vartheta_1}{\partial x} dx$ bzw. $\frac{\partial \vartheta_2}{\partial y} dy$. Unsere Abbildung veranschaulicht nur die Schnittgerade EF der Ebene A'D'FO ⊥ A'B' mit der Ebene B'C'OE ⊥ D'C'. Auf dieser Geraden liegt der Krümmungsmittelpunkt O der verbogenen Diagonale A'S C', und da die beiden Ebenen den Neigungswinkel $\frac{\partial \vartheta_2}{\partial y} dy$ miteinander einschließen, so ist:

$$\frac{\partial \vartheta_2}{\partial y} dy = \frac{dx}{\varrho_d}$$

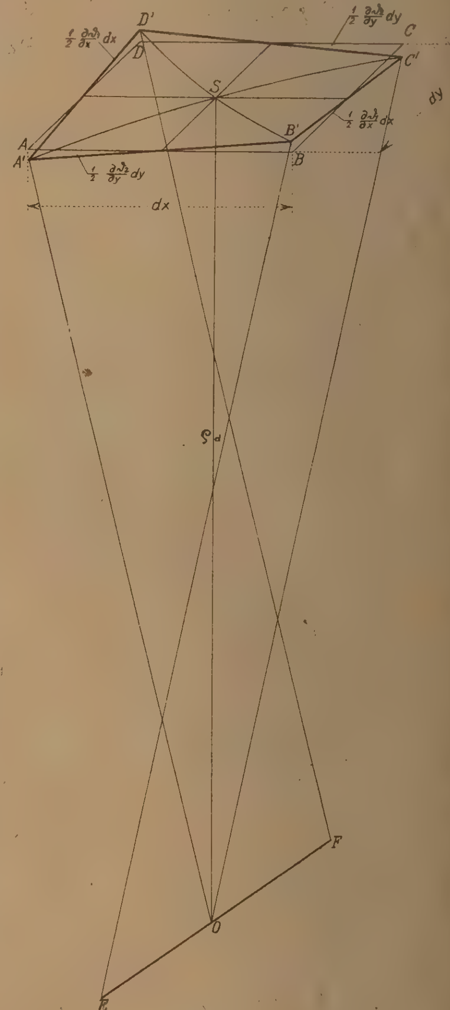


Abb. 6.

Ähnlich erhalten wir für den Krümmungsradius der andern Diagonale:

$$\frac{\partial \vartheta_1}{\partial x} dx = \frac{dy}{\varrho_d}$$

Wenn die Diagonalschnitte senkrecht zueinander stehen, so wird dx = dy und es folgt unmittelbar die Beziehung (7). Andererseits wird, laut früherer Betrachtung, dieselbe Krümmung durch den Ausdruck:

$$\frac{1}{\varrho_d} = \frac{M}{B'} + \frac{1}{m'} \frac{M}{B'}$$

bestimmt, wenn M und −M die in den aufeinander senkrechten

Diagonalschnitten wirkenden Biegungsmomente und $m'$ die entsprechende reduzierte Querdehnungszahl bezeichnet. Dabei ist:

$$| M | = | D |.$$

folglich:
$$\frac{1}{\varrho_d} = \frac{m'+1}{m'} \cdot \frac{D}{\overline{B}'} \quad \text{(a}$$

Das Gleichsetzen der beiden Ausdrücke (7) und (a) liefert die gesuchte Beziehung zwischen C und $\overline{B}'$, und zwar:

$$C = \frac{1}{2} \frac{m'}{m'+1} \overline{B}' \quad \text{(b}$$

Im besonderen Falle einer isotropen Platte ist offenbar:

$$\overline{B}' = E\,J = E\,\frac{h^3}{12} \text{ und } m' = m$$

zu setzen. Dann wird:

$$C = \frac{1}{2} \frac{m}{m+1} E\,J = G\,J = G\,\frac{h^3}{12}$$

Für orthogonal anisotrope Platten müssen $\overline{B}'$ und $m'$ entsprechende mittlere Werte zwischen $B_1$ und $B_2$ bzw. $m_1$ und $m_2$ annehmen. Man wird deshalb mit gewiß für unsere Zwecke genügender Annäherung

$$\left.\begin{aligned} \overline{B}' &= \sqrt{\overline{B_1 B_2}} = \frac{m_1 m_2 - 1}{m_1 m_2} \sqrt{\overline{B_1 B_2}} \\ m' &= \sqrt{m_1 m_2} \end{aligned}\right\} \quad \text{(c}$$

ansetzen können, woraus

$$C = \frac{1}{2} \frac{\sqrt{m_1 m_2} - 1}{\sqrt{m_1 m_2}} \sqrt{B_1 B_2} \quad \text{(d}$$

sich ergeben würde; es dürfte jedoch angezeigt sein, den Wert von C vorläufig als einen von den anderen unabhängigen Festwert beizubehalten, bis die Versuche über den Zusammenhang aller eingeführten Plattenfestwerte entscheiden. Dadurch wird auch wohl jene Unexaktheit in dem Aufbau der Theorie aufgehoben, welche in der Annahme steckt, daß bei der reinen Verdrehung eines quadratischen Plattenelementes die beiden Diagonalschnitte mit den Hauptkrümmungsebenen des entsprechenden Elementes der Biegungsfläche zusammenfallen, was offenbar nur im Falle gleicher Hauptbiegungssteifigkeiten ($B_1 = B_2$) bzw. der Isotropie des Plattenstoffes notwendig eintreten muß.

## § 4. Die Formänderungsarbeit (potentielle Energie) einer Platte.

Die Plattenelemente werden im allgemeinen noch von Querkräften $V_1$, $V_2$ und von Längskräften beansprucht; letztere kommen jedoch in den später zu behandelnden Fällen, wo nur senkrecht zur Plattenebene gerichtete äußere Kräfte auftreten, nicht in Betracht. Aber auch die Wirkung der Querkräfte kann bei der Berechnung der Formänderungsarbeit der Platte im Vergleich zur Wirkung der Momente vernachlässigt werden, und zwar mit derselben Berechtigung, wie in der Balkentheorie. Die Biegungsarbeit des Momentes $M_1\,d\,y$, das die Seitenfläche $h\,d\,y$ des Plattenelementes angreift, beträgt:

$$\frac{1}{2} M_1\,d\,y\,d\,\alpha_1$$

wenn $d\,\alpha_1 = \frac{d\,x}{\varrho_1}$ den Biegungswinkel bezeichnet; analog wird die Biegungsarbeit des Momentes $M_2\,d\,x$ durch den Ausdruck:

$$\frac{1}{2} M_2\,d\,x\,d\,\alpha_2 = \frac{1}{2} M_2 \frac{d\,x\,d\,y}{\varrho_2}$$

gegeben. Die Drillungsarbeit der Momente $D\,dy$ und $D\,dx$ ist entsprechend den Produkten

$$\frac{1}{2} D\,d\,y\,d\,\vartheta_1 \text{ bzw. } \frac{1}{2} D\,d\,z\,d\,\vartheta_2$$

gleich zu setzen. Die gesamte Formänderungsarbeit, welche im Volumenelemente $h\,d\,x\,d\,y$ der Platte umkehrbar aufgespeichert ist, berechnet sich also mit Berücksichtigung der Beziehung (7)

$$\left.\begin{aligned} \text{zu} \quad d\,L_i &= \frac{1}{2} M_1 \frac{d\,z\,d\,y}{\varrho_1} + \frac{1}{2} M_2 \frac{d\,x\,d\,y}{\varrho_2} + D\,\vartheta'\,d\,x\,d\,y \\ \text{oder} \quad d\,L_i &= \frac{1}{2}\left(\frac{M_1}{\varrho_1} + \frac{M_2}{\varrho_2} + \frac{2\,D}{\varrho_d}\right) d\,x\,d\,y \end{aligned}\right\} \quad \text{(8}$$

Setzt man noch für $M_1$, $M_2$, D die Werte aus Gleichungen (1′) und (7) ein und integriert über die ganze Oberfläche der Platte, so nimmt die Formel für die potentielle Energie einer gleichmäßig kreuzweise bewehrten Betonplatte (oder allgemein einer Platte von rechtwinkliger Anisotropie der betrachteten Art) folgende Form an:

$$L_i = \frac{1}{2} \iint \left[ B_1 \left(\frac{1}{\varrho_1^2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{1}{\varrho_1 \varrho_2}\right) + B_2 \left(\frac{1}{\varrho_2^2} + \frac{1}{m_1} \cdot \frac{1}{\varrho_1 \varrho_2}\right) + 4\,C \frac{1}{\varrho_d^2} \right] d\,x\,d\,y \quad \text{(9}$$

Die Größen $\varrho_1$, $\varrho_2$, $\varrho_d$ sind durch die Gestalt der Biegungsfläche bestimmt. Zu ihrer analytischen Darstellung wählen wir irgend eine mittlere Ebene der Platte als XY-Ebene, z. B. eine der beiden neutralen Ebenen. Bezeichnet dann $\zeta$ die Durchbiegung eines Punktes (x, y) dieser Ebene oder die z-Koordinate der Biegungsfläche, so kann mit in der Balkentheorie üblicher Annäherung:

$$\frac{1}{\varrho_1} = -\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}, \qquad \frac{1}{\varrho_2} = -\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \quad \text{(a}$$

gesetzt werden. Da sich ferner das elementare, in jener Ebene liegende Rechteck $d\,x\,d\,y$ in ein windschiefes Viereck mit fast derselben Horizontalprojektion verwandelt, so bestimmen die partiellen Differentialquotienten $\frac{\partial \zeta}{\partial x}$, $\frac{\partial \zeta}{\partial y}$ die Neigungswinkel der vom Punkte (x, y) ausgehenden Seiten dieses Rechtecks bezüglich der XY-Ebene. Die Änderungen, welche diese Neigungswinkel beim Vorrücken um $d\,y$ bzw. $d\,x$ erleiden, sind offenbar mit entsprechenden Verdrehungswinkeln bis auf das Vorzeichen identisch, und zwar:

$$-\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial \zeta}{\partial x}\right) d\,y = d\,\vartheta_2, \qquad -\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial \zeta}{\partial y}\right) d\,x = d\,\vartheta_1$$

Daraus folgt unmittelbar:

$$\vartheta' = \frac{1}{\varrho_d} = \frac{d\,\vartheta_1}{d\,x} = \frac{d\,\vartheta_2}{d\,y} = -\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y} \quad \text{(b}$$

Nach dem Einsetzen der Werte aus beiden Gleichungen (a) und (b) in die Arbeitsformel (9) geht diese über in:

$$L_i = \frac{1}{2} \iint \left[ B_1 \left(\frac{\partial^2 \zeta}{d\,x^2}\right)^2 + B_2 \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}\right)^2 + \left(\frac{B_1}{m_2} + \frac{B_2}{m_1}\right) \frac{\partial^2 \zeta}{d\,x^2} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} + 4\,C \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y}\right)^2 \right] d\,x\,d\,y \quad \text{(9'}$$

Dieselbe Substitution gestaltet die Biegungsgleichungen (1′) und die Verdrehungsgleichung (7) folgendermaßen:

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= -B_1 \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{d\,y^2}\right) \\ M_2 &= -B_2 \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} + \frac{1}{m_1} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}\right) \\ D &= -2\,C \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y} \end{aligned}\right\} \quad \text{(10}$$

Im besonderen Falle einer homogenen und isotropen Platte, also für

$$B_1 = B_2 = E'\,J, \quad C = G\,J = \frac{1}{2} \frac{m}{m+1} E\,J = \frac{1}{2} \frac{m-1}{m} E'\,J, \quad J = \frac{h^3}{12}$$

vereinfachen sich obige Formeln und gehen in bekannte über. Der Vollständigkeit und der bequemen Übersicht wegen sollen sie hier noch angeführt werden:

$$\left.\begin{aligned} L_i &= \frac{1}{2}\iint E' J \left[\left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}\right)^2 + \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}\right)^2 + \frac{2}{m}\cdot\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}\cdot\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} + 2\,\frac{m-1}{m}\left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x\,\partial y}\right)^2\right] dx\,dy \\ M_1 &= -E' J\left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + \frac{1}{m}\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}\right), \quad M_2 = -E' J\left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} + \frac{1}{m}\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}\right) \\ D &= -\frac{m-1}{m} E' J \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x\,\partial y} \end{aligned}\right\} \quad (11$$

§ 5. Die Querkräfte und die Differentialgleichung der Biegungsfläche.

Die auf die Einheit der Querschnittsbreite bezogenen Querkräfte $V_1$ und $V_2$ sind mit den Biegungs- und Verdrehungsmomenten durch Gleichgewichtsbedingungen verknüpft. Um $V_1$ zu berechnen, braucht man sich nur der Momentengleichung für irgend eine der Y-Richtung parallele Achse zu bedienen. Es wird also, wenn diese Achse durch den Mittelpunkt des Plattenelementes geführt wird:

$$M_1\,dy - \left(M_1 + \frac{\partial M_1}{\partial x}\,dx\right)dy + D\,dx - \left(D + \frac{\partial D}{\partial y}\,dy\right)dx + V_1\,dy\,\frac{dx}{2} + \left(V_1 + \frac{\partial V_1}{\partial x}\,dx\right)dy\,\frac{dx}{2} = 0,$$

woraus man die erste der folgenden Gleichungen erhält:

$$\left.\begin{aligned} V_1 &= \frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial D}{\partial y} \\ V_2 &= \frac{\partial M_2}{\partial y} + \frac{\partial D}{\partial x} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (12$$

Die zweite Gleichung folgt analog aus der zweiten Bedingung. Die Gleichungen (12) haben offenbar allgemeine Bedeutung, gelten also auch für die Eisenbetonplatte. Nach Einführung der Werte aus (10) erhält man daraus für die Querkräfte in einer orthogonal anisotropen Platte betrachteter Art die Formeln:

$$\left.\begin{aligned} V_1 &= -B_1\frac{\partial^3 \zeta}{\partial x^3} - \left(\frac{B_1}{m_2} + 2\,C\right)\frac{\partial^3 \zeta}{\partial x\,\partial y^2} \\ V_2 &= -B_2\frac{\partial^3 \zeta}{\partial y^3} - \left(\frac{B_2}{m_1} + 2\,C\right)\frac{\partial^3 \zeta}{\partial x^2\,\partial y} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (12'$$

Als einzige Unbekannte tritt noch in allen bisherigen Ausdrücken für Momente, Querkräfte und Formänderungsarbeit die Durchbiegung auf, welche aus der noch nicht benutzten Gleichgewichtsbedingung gegen Verschieben in der Z-Richtung zu berechnen ist. Bezeichnet p die Flächenbelastung der Platte, so wird:

$$p\,dx\,dy - V_2\,dx + \left(V_2 + \frac{\partial V_2}{\partial y}\,dy\right)dx - V_1\,dy + \left(V_1 + \frac{\partial V_1}{\partial x}\,dx\right)dy = 0$$

oder

$$p + \frac{\partial V_1}{\partial x} + \frac{\partial V_2}{\partial y} = 0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (a$$

Daraus folgt nach dem Einsetzen der Werte aus den Gleichungen (12') die Differentialgleichung der Biegungsfläche einer kreuzweise gleichmäßig bewehrten Betonplatte (bzw. einer orthogonal anisotropen Platte ähnlicher Art):

$$B_1\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + 2\,H\,\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2\,\partial y^2} + B_2\frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = p \quad \ldots\ldots (13$$

wenn zur Abkürzung

$$2\,H = \frac{B_1}{m_2} + \frac{B_2}{m_1} + 4\,C \quad \ldots\ldots\ldots (13a$$

gesetzt wird.

Für den Spezialfall der homogenen und isotropen Platte, also bei

$$B_1 = B_2 = E' J, \quad m_1 = m_2 = m, \quad C = \frac{1}{2}\,\frac{m-1}{m}\,E' J$$

geht diese Gleichung über in die bekannte Form:

$$\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + 2\,\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2\,\partial y^2} + \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = \frac{p}{E' J} \quad \ldots\ldots (14$$

(Fortsetzung folgt.)

---

# DIE WIRTSCHAFTLICHE BEARBEITUNG DER BETONEISEN.

*Von Oberingenieur F. Lange, Düsseldorf.*

***Übersicht:*** Beschreibung der zum Schneiden und Biegen der Betoneisen gebräuchlichen Maschinen.
Ausführungen über die Einrichtung einer maschinellen Anlage Bauart „Futura" nach den Grundsätzen der Wirtschaftlichkeit.
Mitteilungen über erzielte Leistungen einer solchen Anlage.
Abschreibung der Anschaffungskosten.

Der Eisenbetonbau, der auf dem Gebiete des Bauwesens als Spezialbauart gilt, hat auf Grund seiner Vorzüge mannigfacher Art für Bauwerke jeder Industrie im letzten Jahrzehnt große Verbreitung gefunden. Mit der Entwicklung dieser Bauart ist sowohl der Zement- und Hüttenindustrie als auch der Maschinenindustrie ein ausgedehntes Arbeitsfeld zugefallen. An letztere sind besonders hohe Anforderungen zwecks Verbilligung der Arbeitsweise gestellt worden. Die Aufgaben sind auf dem Gebiete der Eisenbearbeitung so gelöst worden, daß man die heutige Art der Bearbeitung der Betoneisen als zeitgemäß wirtschaftlich bezeichnen kann. Nachstehend sollen einige im heutigen Eisenbetonbau viel gebräuchliche Schneide- und Biegemaschinen[1]) beschrieben werden, wobei der Verfasser sich lediglich auf diejenigen Maschinen beschränkt hat, deren Vorzüge er durch jahrelangen Gebrauch selbst festzustellen in der Lage war und die sich nach seinen Erfahrungen und nach Mitteilungen von Kollegen aus der Praxis ganz besonders bewährt

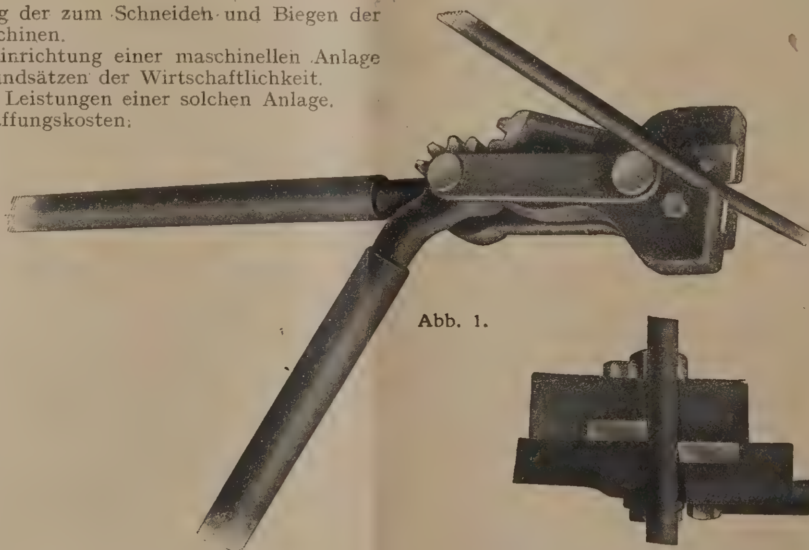


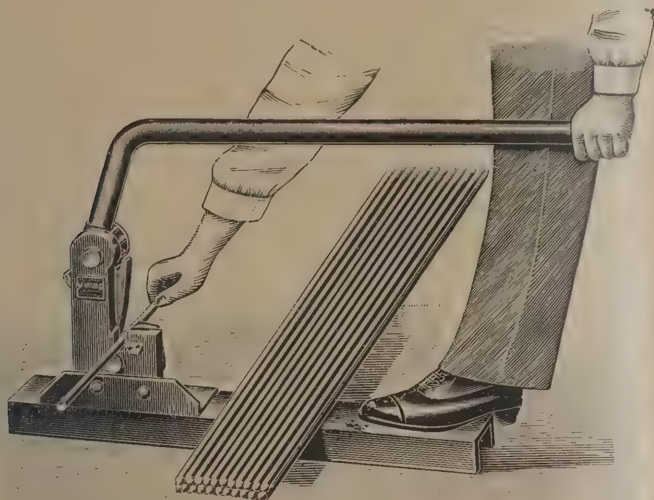
Abb. 1.

Abb. 2. Anordnung der Messer.

[1]) Sämtliche Maschinen und Apparate stammen aus der Maschinenfabrik „Futura" A. Wagenbach & Cie in Elberfeld. Die Firma stellte dem Verfasser die Abbildungen liebenswürdigerweise zur Verfügung.

haben. Selbstverständlich können die daraus gezogenen Nutzanwendungen auch auf andere gleichwertige Maschinen bezogen werden.

Zuerst soll die Betriebsart und Leistung jeder einzelnen Bauart betrachtet und dann ein Bild der Gesamtanlage entworfen werden. An Hand von beigefügten Bildern und Zeichnungen ist erklärt, wie und wo jede einzelne Bauart mit Erfolg anzuwenden ist. Die Maschinen sind so gebaut, daß ohne besonderes Zutun die Form der Biegungen nach den baupolizeilichen Vorschriften erfolgt, und zwar ist der lichte Krümmungshalbmesser der Haken und Winkel gleich dem 5fachen Eisendurchmesser und der der Aufbiegungen gleich dem 10—15fachen Eisendurchmesser[2]). Die endesangeführten Zahlen über Leistungen sind ermittelt auf Grund gemachter Beobachtungen des Verfassers.


Abb. 3.

## A. Schneiden und Biegen der Betoneisen mit Handmaschinen.

1. Schneiden der Eisen.

„Stabil" (Abb. 1 u. 2) ersetzt die früher gebräuchliche Schere und schneidet Eisen bis 13 mm Ø.

„Hexe" (Abb. 3) schneidet Eisen jeder Abmessung bis 16 mm Ø und kann der leichten Handhabung wegen überall verwendet werden.

„Greif", Größe 1 und 2 (Abb. 4) wird als Teil der Hand- und Kraftbiegeanlage und auf der Baustelle verwendet. Eine Befestigung auf einer starken Holzbohle genügt für den Gebrauch. Größe 1 schneidet Eisen bis 20 mm Ø, Größe 2 solche bis 25 mm Ø.

„Greif", Größe 3 und 4 (Abb. 5) schneidet Eisen bis 30 bzw. 35 mm Ø. Die angebrachte Schaltradübersetzung ermöglicht ein leichtes Schneiden starker Eisen durch mehrmaligen Hebeldruck. Schwaches Material wird mit einem Hebeldruck geschnitten. Der Arbeitshebel ist in jeder Höhe einstellbar.

„Futura" (Abb. 6) ist eine fahrbare Anlage, die gleichzeitig so stark gebaut ist, daß sie gegebenenfalls eine Kraft-Schneidemaschine ersetzen kann. Infolge Anordnung der verschiedenen Hebel kann jede Abmessung bis 40 mm Ø oder der Querschnitt dieser Maximalleistung in entsprechender Anzahl dünner Eisen mit Leichtigkeit auf einmal geschnitten werden.

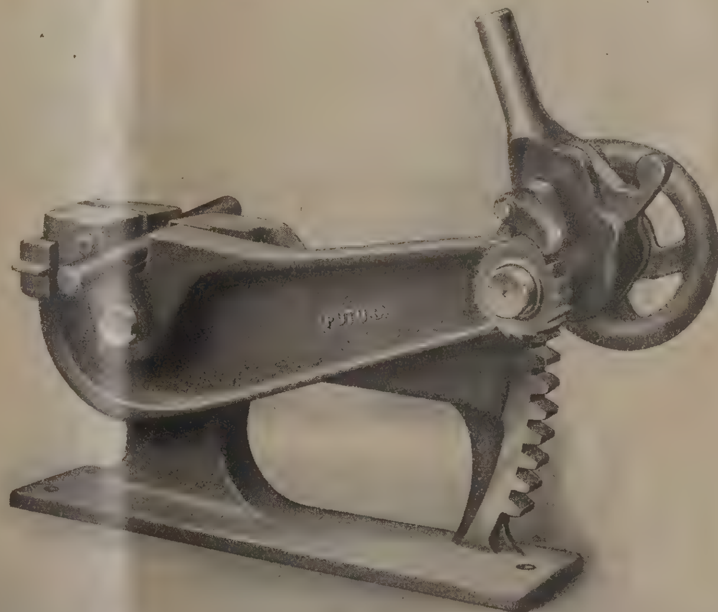
Sämtliche Bauarten sind, um den Anforderungen zu genügen, ganz aus Stahl und Stahlguß hergestellt. Das Schneiden der Eisen erfolgt durch Abscheren. Die sinnreiche Anordnung der Messer, die geschützt gelagert und auswechselbar sind, verhindert das Klemmen der Eisen; ein Verbiegen und Brechen der Messer ist daher nicht leicht möglich. Eine Überbeanspruchung kommt bei sachgemäßer Anwendung nicht in Frage, da die Maulöffnung dem höchstzulässigen Maß der zu schneidenden Eisen entspricht.


Abb. 4.

2. Biegen der Eisen.

Als sehr brauchbarer Betoneisenbieger ist die Ausführung „Rex", Größe 1 und 2 (Abb. 7) anzusprechen. Größe 1 biegt Eisen bis 16 mm Ø, Größe 2 solche bis 25 mm Ø kalt. Die Aufbiegungen können bis 200 bzw. 400 mm Länge genommen werden, die Maschine ist auf jeden Zentimeter einstellbar.

Abb. 8 stellt die Arbeitsweise mit diesem Bieger dar. Zuerst werden die Haken gebogen und dann mit einem Hebelzug beide Biegungen einer Aufbiegung auf einmal. Ein Verbiegen der Eisen ist bei richtiger Einstellung nicht möglich.


Abb. 5.

Die Ausführung „Rapid", Größe 1 und 2 (Abb. 9), wird der einfachen Bedienung wegen gern dort verwendet, wo nicht immer geübte Leute zur Hand sind. Größe 1 biegt Eisen kalt bis 25 mm Ø, Größe 2 solche bis 40 mm Ø, „Rapid" biegt im

---

2) Boerner, Massivkonstruktionen, 2. Auflage, S. 42.

Gegensatz zu „Rex", da nur eine Biegung einer Aufbiegung auf einmal genommen werden kann, stärkere Abmessungen. Dieser Eisenbieger eignet sich besonders für die Herstellung von Spezialbiegungen.

### B. Schneiden und Biegen der Betoneisen mit Kraftmaschinen.

Alle großen Eisenbetonfirmen, die wirtschaftlich arbeiten wollen, müssen heute im Besitz mindestens einer vollständigen mit Kraft betriebenen Betoneisen-Bearbeitungsanlage sein. Der Verfasser behandelt hier die mit Kraft betriebenen Schneide- und Biegemaschinen nur soweit, wie dieselben den Bauingenieur in der Anlage und Verwendung interessieren.

#### 1. Schneiden der Eisen.

Die Schneidemaschine „Romryk", Modell 1921 (Abb. 10)




Abb. 6.

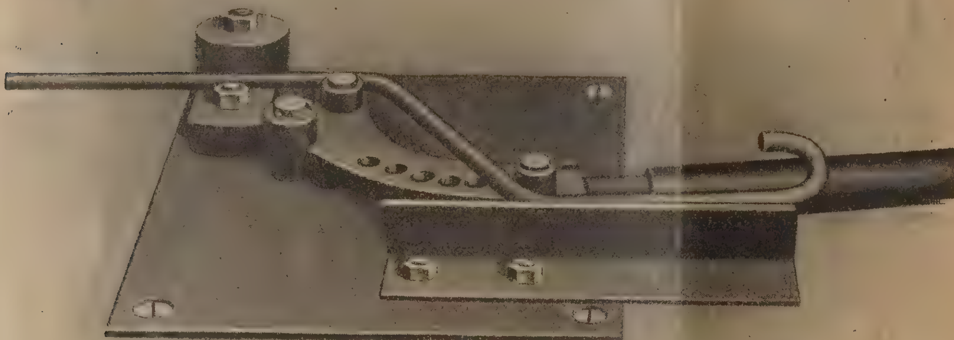


Abb. 7.

wird fahrbar in 3 Größen für das Schneiden von Betoneisen bis 40, 50 mm ∅ und auf Wunsch bis 60 mm ∅ freischneidend gebaut. Der Antrieb erfolgt durch Riemen von einer Transmission oder von einem Elektromotor auf besonderem Motorwagen und (s. Abb. 10) durch direkte Zahnradkuppelung mit dem Elektromotor.

Die Messer können nachgestellt und ausgewechselt werden. Zum Auflegen der Eisen ist vor den Messern eine Bockrolle angebracht. Bei der halbliegenden Anordnung der Messer fällt das Eisen ohne Arbeit so in die Maschine, daß eine Überbeanspruchung der Messer nicht vorkommen kann.

Die Leistung der Normalbauart beträgt 25 Schnitte in der Minute, jedoch kann ohne Gefahr für die Ausführung die Maschine für 52 Schnitte in der Minute gebaut werden. Entsprechend dem Querschnitt der Maximalleistung können eine Anzahl dünner Eisen auf einmal geschnitten werden.

#### 2. Biegen der Eisen.

Die Biegemaschine „Rekord", Modell 1921 (Abb. 11) wird ebenfalls in 3 Größen für das Biegen von Betoneisen im kalten Zustande bis 40, 50 mm ∅ und auf Wunsch bis 60 mm ∅ gebaut. Der Antrieb erfolgt durch Riemen von einer Transmission oder von einem Elektromotor auf besonderem Motorwagen.

Beide Biegungen einer Aufbiegung werden auf einmal, und



Abb. 8.

zwar bis 800 bzw. 1200 mm Länge hergestellt. Eine Anzahl dünner Eisen, die dem Querschnitt der Maximalleistung entsprechen, können zusammengebogen werden.

### C. Gesamtanlage.

Es ist nun Sache des Bauingenieurs, mit den besprochenen Hand- und Kraftmaschinen in Verbindung mit dem Eisenlager eine Anlage zu schaffen, die die wirtschaftlichste Anwendung der Maschinen gestattet. Abb. 12 u. 13 zeigen, wie eine solche auf einem Bauhof mit normalen Platzverhältnissen einzurichten ist.

Der Arbeitsvorgang des Betriebes wickelt sich in den Hauptzügen wie folgt ab.

Ein überdachtes Eisenlager von 16 m Länge mit Unterteilung für die einzelnen Rundeisenstärken nimmt die vom Waggon ausgeladenen Eisen unmittelbar auf. Vor dem Lager arbeitet, je nach Verwendung der Stärke der Eisen, die fahrbare Schneidemaschine „Romryk". Das auf der rechten Seite der Schneidemaschine abfallende, auf Maß geschnittene und angerissene Eisen wird nun ohne weitere Beförderung in die Biegemaschine „Rekord" gelegt. Nachdem Biegung 1, der erste Haken (Abb. 14a), und Biegung 2, die erste Aufbiegung (beide Biegungen auf einmal, Abb. 14b), hergestellt sind, wird das Eisen nach rechts durchgeschoben, dann erfolgt Biegung 3, die zweite Aufbiegung (beide Biegungen auf einmal, Abb. 14c), und zuletzt Biegung 4, der zweite Haken (Abb. 14d). Auf keinen Fall darf, um Arbeitsverzögerungen zu vermeiden, nach

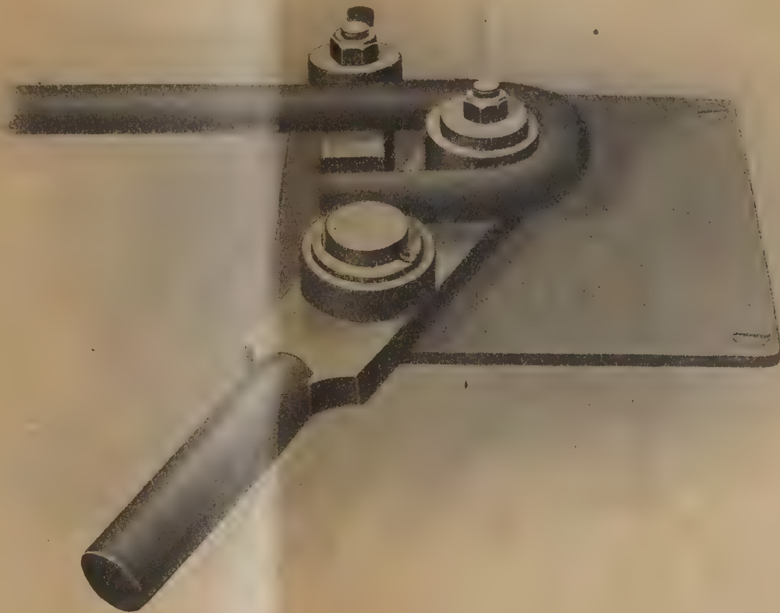


Abb. 9.

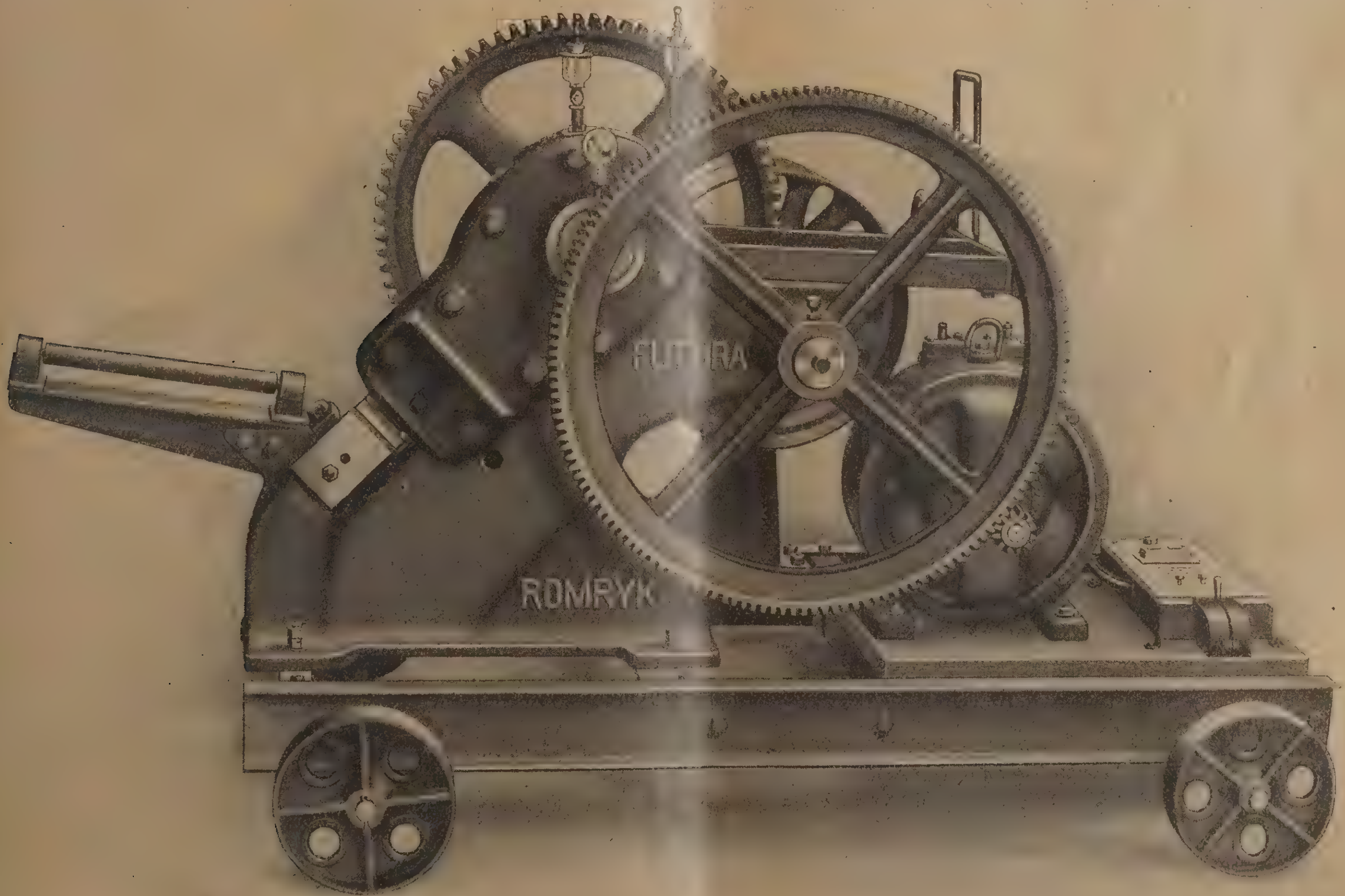



Abb. 10.

erfolgter Biegung 1 und 2 das Eisen geschwenkt, gedreht oder gekantet werden. Spezialbiegungen können infolge der Beweglichkeit der Biegemaschine ebenfalls mit leichter Mühe her-

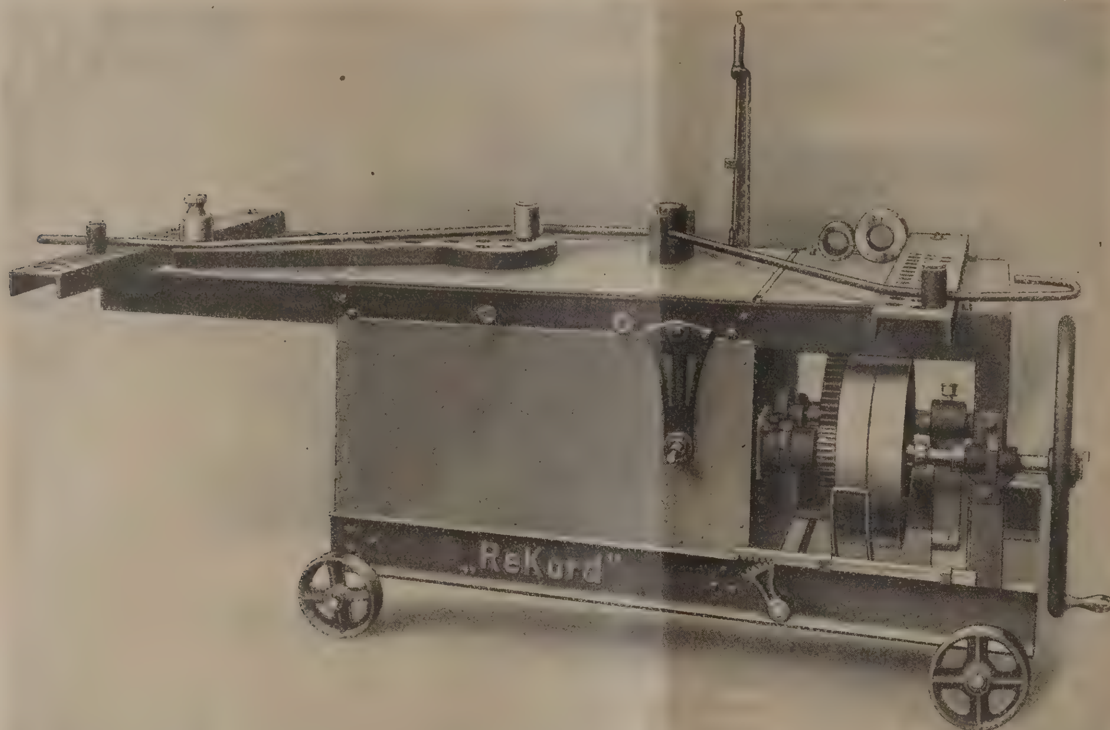



Abb. 11.

gestellt werden (Abb. 14e). Die Maschine biegt nach vier Richtungen. Für das Formen dünner Eisen wird die Anlage mit den Handmaschinen „Rex" und „Rapid" vervollständigt.

Die Einrichtungsart einer Anlage auf der Baustelle richtet sich nach den Platzverhältnissen; die Handhabung kann im Prinzip meistens wie vorstehend erfolgen.

Am wirtschaftlichsten arbeitet eine Biegeanlage auf dem Lagerplatz, wenn nicht hohe Beförderungskosten (Hin- und Rückbeförderung der Eisen) und sonstige Umstände das Biegen auf der Baustelle bedingen. Gründe für das Biegen auf dem Lager sind, 1. daß stets geübte Leute zur Hand sind, 2. daß die Platzverhältnisse meistens günstiger als auf der Baustelle sind und 3. daß der Eisenabfall um einen großen Prozentsatz geringer ist als beim Biegen auf der Baustelle, da in den meisten Fällen passende Eisen zur Hand sind.

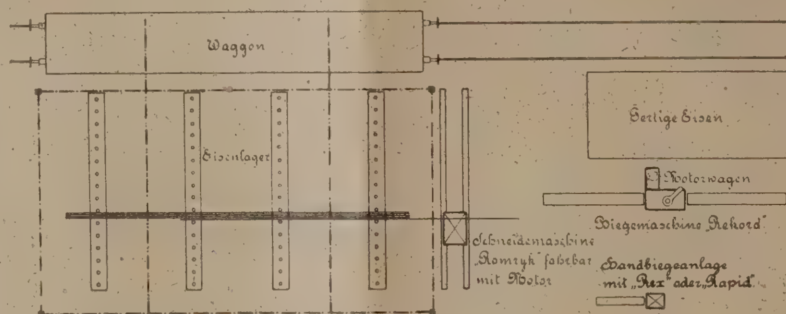



Abb. 12.

## D. Leistungen.

Die Leistungen sind abhängig von der Anordnung und Anwendung der Anlage und von der Übung der Bedienungsmannschaften. Damit ermittelte Zahlen für Schneiden und Biegen von Betoneisen für Preisberechnungen richtig angewendet werden können, ist es nötig, daß bei Feststellungen die Art des Bauwerkes und die Eisenstärken berücksichtigt werden. Nachstehende zusammengestellte Daten sind bei Anwendung der besprochenen Kraft-Schneide- und Biegeanlage in der Nachkriegszeit vom Verfasser ermittelt worden. Bei den Leistungen der Vorkriegszeit würde sich der Stundenaufwand um etwa 25 bis 30 vH vermindern.

Nachstehende Tabelle, kritisch betrachtet, läßt sofort erkennen, daß bei Bauwerken, in deren Bauteilen Eisen mit Spezialbiegungen eingebaut werden, z. B. bei Eisenbetondachbindern, sich der

| Art des Bauwerkes | Nutzlast kg/m² | Verwendete Eisenstärken in vH Ø 5—6 | Ø 7—12 | Ø 13—16 | Ø 17—20 | Ø 21—26 | über Ø 26 | Schneiden und Biegen h/t | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1. Lagerhaus und Büro | 500—1200 | 5 | 31 | 6 | 34 | 24 | — | 18 | |
| 2. Lagerhaus | 1200—2000 | 7 | 25 | 27 | 18 | 20 | 3 | 18,5 | Pilzbauart der Gründung |
| 3. Bürohaus | 250—500 | 9 | 26 | 32 | 26 | 6,5 | 0,5 | 21,5 | Rippendecken |
| 4. Bürohaus | 500 | 7 | 35 | 6 | 25 | 20 | 7 | 19,5 | |
| 5. Wohnhaus | 250 | 17 | 19 | 57 | 7 | — | — | 20,5 | Remydecken auf Mauerwerk |
| 6. Ofenhaus | 1200 | 3 | 65 | 5 | 27 | — | — | 19,5 | |
| 7. Halle (Eisenbetonbinder) | Schnee- u. Windlast | 17 | 35 | 11 | 5 | 29 | 3 | 24 | Hallendach 16 m l. W. |
| 8. Kühlturmgründung | — | 11 | 58 | 31 | — | — | — | 14 | ca. 25 vH aufgebogene Eisen |
| 9. Schleuse[1] | — | — | 0,5 | — | — | 1,2 | 98,3 | 3,15 | 6,75 vH Aufbiegungen, sonst nur Haken |
| 10. Bogenbrücke | Bahnverkehr | 4 | 10 | 40 | 46 | — | — | 18 | Eisenbetongelenke |

[1]) 98,3 vH in Stärken von 30—46 mm Ø.

Arbeitsaufwand für das Bearbeiten der Eisen erhöht; ebenso erhöht sich derselbe für das Bearbeiten der Eisen mit geringen Abmessungen.

Zum Schluß soll noch nachgewiesen werden, bei welcher zu biegenden Eisenmenge die Anschaffungskosten für die erforderte 42 h/t. Bei maschineller Herstellung der Eisen würden also 42 — 18 = 24 h/t gespart. Nach den Angaben der Maschinenfabrik kosten heute die Schneidemaschine „Romryk" und die Biegemaschine „Rekord" zusammen mit Motor und Motorwagen 13 Millionen M; eine Facharbeiter-

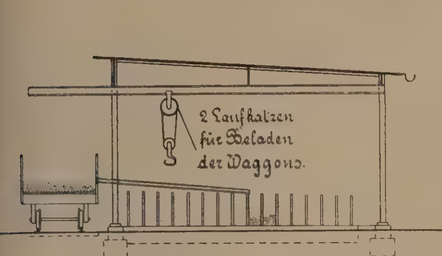



Abb. 13.

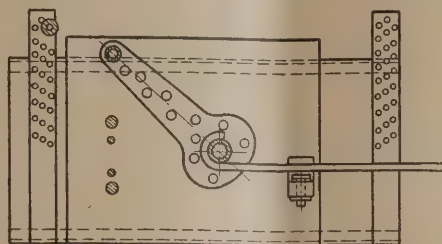


Abb. 14 a.

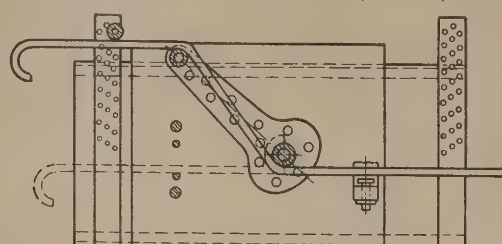


Abb. 14 b.

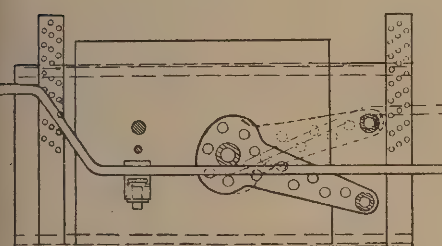


Abb. 14 c.

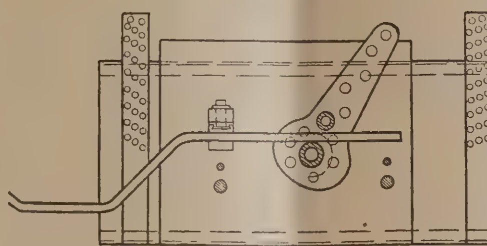


Abb. 14 d.

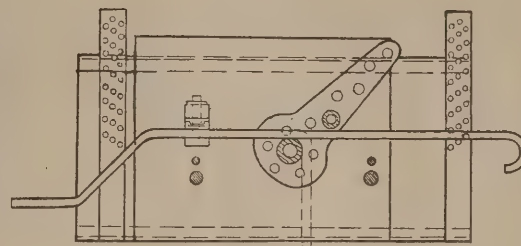


Abb. 14 e.

Kraft-Schneide- und Biegeanlage abzuschreiben sind. Mit Daten, die für das Biegen von Betoneisen mit Handmaschinen ermittelt und von Fachkollegen dem Verfasser zur Verfügung gestellt wurden, soll, im Vergleich mit den in vorstehender Tabelle angegebenen Zahlen für den Arbeitsaufwand, die Wirtschaftlichkeit der Kraft-Schneide- und Biegemaschinen berechnet werden.

Der Arbeitsaufwand für Schneiden und Biegen der Betoneisen von Hand für ein Lagerhaus, in dem die verschiedenen Eisenstärken annähernd in dem Verhältnis wie in der obigen Tabelle unter 1. Lagerhaus und Büro verwendet wurden, stunde kostet 1859 M. Hieraus ergibt sich, daß die Anlage bei

$$\frac{13\,000\,000}{1859 \cdot 24} = \sim 290 \text{ t}$$

zu biegender Betoneisen abgeschrieben ist, wobei die Anschaffungskosten für die Handbiegeanlage, die das Ergebnis noch etwas günstiger gestalten würden, nicht berücksichtigt sind. Der Stromverbrauch zum Betrieb der maschinellen Anlage ist verhältnismäßig gering und daher für die Berechnung der Wirtschaftlichkeit ohne Bedeutung.

---

# DIE SCHWEREN ARMEEBRÜCKENTRAINS DES DEUTSCHEN HEERES.

*Von Prof. R. Schaar, Regierungsbaumeister a. D., Wimpfen a. N.*

***Übersicht.*** Die im Herbst 1914 aufgestellten schweren Armeebrückentrains sollten im Bereich des Etappenstraßenverkehrs mittels vorbereiteter Konstruktionen für gesprengte kriegswichtige Straßenbrücken überall da Ersatz schaffen, wo Behelfsbrücken oder Ersatzbauten durch Unternehmer nicht möglich waren. Sie wurden einheitlich mit eisernen Überbauten von 15 m Stützweite und dem erforderlichen Baugerät ausgerüstet. Diese Überbauten genügten den verschiedensten Bedürfnissen und haben sich wie die ganze Organisation erfolgreich bewährt.

Beim Ausbruch des Krieges hatten nur die Eisenbahntruppen ein vorbereitetes eisernes Brückengerät, das einen schnellen Ersatz zerstörter Eisenbahnbrücken auch in solchen Fällen ermöglichte, in denen die örtlichen Verhältnisse Stützweiten bedingen, die mit behelfsmäßigen Baustoffen — Rundhölzern, Balken und I-Trägern — nicht ausführbar sind; es waren dies die Kriegsbrücken nach den Systemen Schultz und Lübbecke. Ein Gegenstück hierzu für den Straßenverkehr fehlte. Das vorbereitete Brückengerät der Pioniere beschränkte sich im wesentlichen auf Pontonbrücken und mußte zur Verfügung der Kampftruppen gehalten werden. Die Aufrechterhaltung des Etappenstraßenverkehrs war im Falle von Brückenzerstörungen auf feste oder schwimmende Behelfsbrücken oder auf Ersatzbauten, die durch Unternehmer ausgeführt wurden und eine längere Bauzeit erforderten, angewiesen.

Infolge der weiten Ausdehnung der Fronten und der großen Zahl der von dem zurückgehenden Gegner gesprengten kriegswichtigen Straßenbrücken stellte sich daher bald das Bedürfnis ein, vorbereitete Straßenbrücken von einer für die schwersten im Felde vorkommenden Verkehrslasten ausreichenden Tragfähigkeit und schnellen Einbaufähigkeit in Bereitschaft zu halten.

Es wurde daher im Herbst 1914 die Aufstellung von zunächst 9 schweren Armeebrückentrains (entsprechend der Zahl der damals bestehenden Armeen) von der Obersten Heeresleitung angeordnet und mit dem Entwurf und der Beschaffung des Gerätes sowie der Ausbildung der Offiziere und Unteroffiziere der gleichzeitig neu zu bildenden Formationen, der Armeebrückenabteilungen, das Preußische Ingenieur-Komitee beauftragt.

Das Gerät eines schweren Armeebrückentrains sollte umfassen: etwa 100 lfm Überbauten bei Stützweiten von 15 m und einer Nutzbreite von 4 m, das für den Zusammen- und Einbau erforderliche Hilfsgerät, 2 Rammen, 7 Pontons als Unterlagen für Rammbühnen u. dgl. und die nötigen Fahrzeuge. Als maßgebende Verkehrslasten wurden das Kruppsche M-Gerät und der 30,5 cm Motor-Mörserzug bestimmt.

Mit Rücksicht auf die gebotene Eile war zunächst beabsichtigt, aus Holz und Eisen zusammengesetzte Tragwerke

nach Art armierter Balken oder ähnliche, bei tunlichster Verwendung fertig käuflicher Beschläge und Verbindungsmittel, schnell beschaffbare und leicht zusammensetzbare Baukörper zu verwenden. Entsprechende Vorversuche und Probebe-

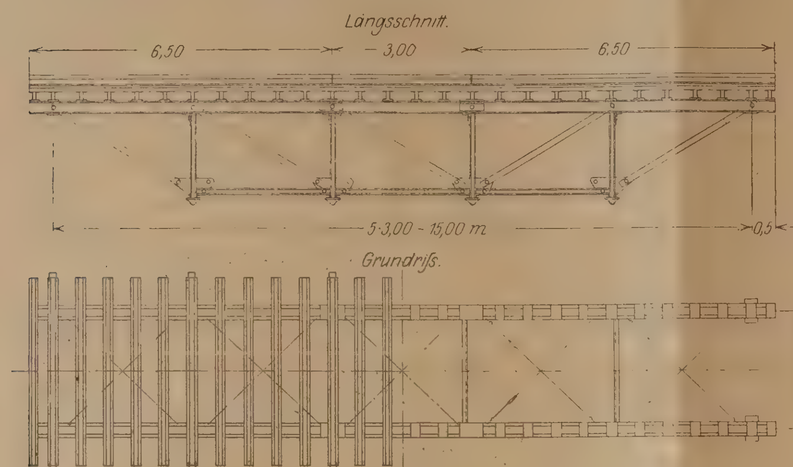
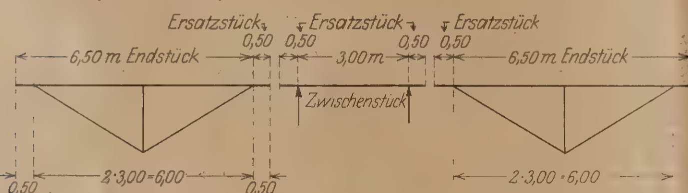
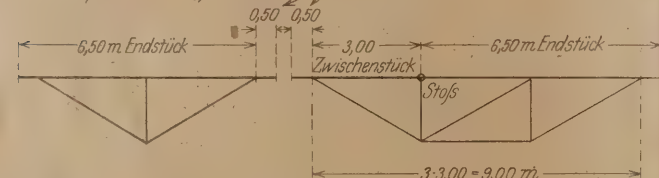



Abb. 1. Brückenglied von 15 m Stützweite.

lastungen führten aber schließlich dazu, daß die Entscheidung zugunsten eiserner mit Bolzengelenken versehener Fachwerkbrücken entsprechend dem Vorschlage des damals als Referent für den Kriegsbrückenbau beim Ingenieur-Komitee tätigen Verfassers getroffen wurde.

Die wichtige Frage, ob die Fahrbahn auf oder zwischen die Hauptträger zu legen sei, wurde im Sinne der ersten An-



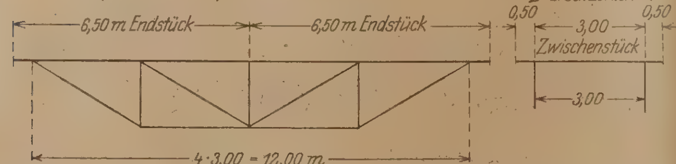
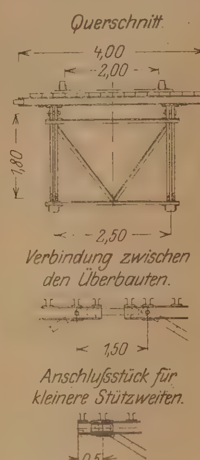




Abb. 2 a, b und c. Auflösen eines Brückengliedes von 15 m Stützweite in kürzere Brückenglieder.

ordnung beantwortet. Dies bedingt zwar bei flachen Ufern die Herstellung von Zufahrtsrampen und wegen der gewählten Trägerform die Verwendung längerer Jochpfähle, bietet dafür aber den großen Vorteil eines sehr vereinfachten Zusammenbaues, einer bedeutenden Gewichtsverminderung und somit auch einer wesentlichen Beschränkung der für die Beförderung auf Landwegen benötigten Fahrzeuge.

Jedes Brückenglied besteht aus zwei Hauptträgern, dem auf ihnen ruhenden Fahrbahngerippe, einem wagerechten Windverbande unter der Fahrbahn und senkrechten Windverbänden in den durch die Felderteilung gegebenen Querebenen.




Die Hauptträger (Abb. 1) haben Stützweiten von 15 m, Feldweiten von 3 m und 1,8 m Systemhöhe. Der mit Rücksicht auf die in Abständen von 0,6 m — also auch zwischen den Knotenpunkten — zu verlegenden Fahrbahnträger biegungsfeste Obergurt ist aus zwei U-Eisen N. P. 26 zusammengesetzt und besteht aus drei Stücken von 6,5, 3 und 6,5 m Länge. Der Untergurt und die Schrägen sind aus U-Eisen-Paaren N. P. 14½, die Pfosten aus U-Eisen-Paaren N. P. 12 gebildet. Da die Stäbe einer Gruppe genau übereinstimmen, können sie untereinander beliebig vertauscht, die Schrägen sowohl fallend wie steigend eingefügt werden. Eine gleiche Übereinstimmung herrscht innerhalb der Stabgruppen der Windverbände. Hierdurch wird das Verladen, Stapeln und Zusammenbauen der Tragwerksglieder übersichtlich und einfach.

Die Anschlüsse aller Hauptstäbe erfolgen durch Stahlbolzen von 60 mm Ø, die einiger untergeordneten Stäbe und die Befestigung der Querträger auf den Obergurten durch kleinere Schraubenbolzen, während die Rundeisen-Schrägen des wagerechten Windverbandes mittels Haken in entsprechende Ösen eingehängt und durch Schraubenschlösser gespannt werden.

Der Abstand der Hauptträgerebenen voneinander beträgt 2,5 m, so daß die 4 m langen Querträger einen beiderseitigen Überstand von 0,75 m haben. Letztere bestehen aus einem U-Eisen-Paar Nr. 16 und haben ein Holzfutter. Der aus 10 cm starken Längsbohlen bestehende Unterbelag der Fahrbahn kann also in einfachster Weise durch Nagelung mit den eisernen



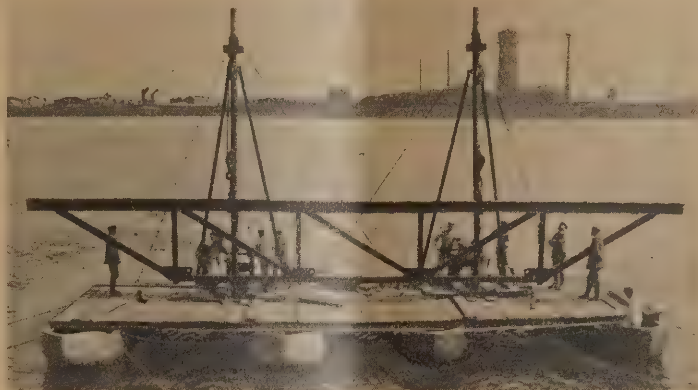
Abb. 3. Auf dem Ufer zusammengebautes Brückenglied.

Querträgern verbunden werden. Der querliegende Oberbelag aus 6 cm starken Bohlen ist schmaler als der Unterbelag und wird an seinen Rändern durch Leithölzer zusammengehalten und mit dem Unterbelag verbunden. Zu diesem Zwecke sind die Leithölzer mit Saum-Winkeleisen, deren abstehende wagerechten Schenkel Nagellöcher haben, versehen. Die Anwendung von Leithölzern entsprechend den größten zu erwartenden Spurweiten war zur Sicherung einer möglichst gleichmäßigen Verteilung der sehr hohen Raddrücke auf beide Hauptträger geboten.

Die hölzernen Geländerpfosten werden in einfachster Weise dadurch befestigt, daß sie in Schellen quadratischen Querschnitts, die sich an den Querträgerenden befinden, gesteckt werden.

Das Gewicht eines 15 m langen Brückengliedes einschl. der Querträgerfutter und Leithölzer, aber ausschließlich des Bohlenbelages, beträgt rd 15 t.

Die genaue Übereinstimmung aller Stücke einer Stabgruppe macht nicht nur eine Numerierung oder sonstige Kennzeichnung der Bauelemente entbehrlich, sondern gibt auch die Möglichkeit, daß sich ein 15 m langer Überbau nach Bedarf auflösen läßt in: 2 Brücken von 6 m und eine Brücke von 3 m (Abb. 2a) oder in eine Brücke von 9 m und eine Brücke von 6 m (Abb. 2b) oder in eine Brücke von 12 m und eine Brücke von 3 m Stützweite. (Abb. 2c.) Die Auflagerung der 6 und 9 m langen Brücken erfordert die Beilage kurzer Kopfstücke für die Obergurtstäbe. (Abb. 1.)


Abb. 4. Richten eines Brückengliedes auf einer Pontonfähre.

Nachdem, sofern nicht etwa stehen gebliebene Brückenpfeiler benutzt werden können, die aus 8 Rammpfählen, Quer- und Längsholmen und Versteifungsbohlen bestehenden Joche hergestellt sind, erfolgt das Vorstrecken der Brücke durch den Einbau fertiger Glieder.

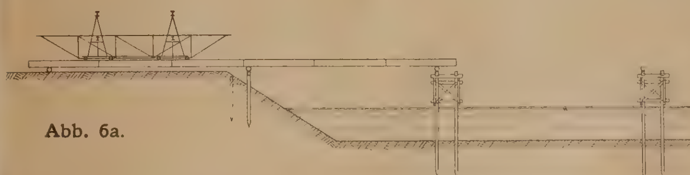
Bei flachen Ufern ist es vorteilhaft, die einzelnen Brückenglieder während der Ramm- und Zimmerarbeiten auf behelfsmäßigen Zulagen mit Hilfe eines einfachen Standbaumes zusammenzubauen. (Abb. 3.) Sie können dann, sobald die Joche fertig sind, auf Pontonfähren eingefahren und durch Einnehmen von Wasserballast auf ihre Lager abgelassen werden. Das umgekehrte Verfahren gestattet einen ebenso schnellen Abbruch der Brücke. Wenn nötig, geschieht auch die Richtarbeit auf der Fähre. (Abb. 4.)


Abb. 5. Teil eines Brückengliedes mit Fahrrolle.

Zur Erleichterung der Überführung fertiger Glieder vom Ufer auf die Fähre oder von der Fähre auf das Ufer sind an den Enden der unteren Querträger der senkrechten Windverbände Stahlrollen von 240 mm Breite und 150 mm Ø nach Abb. 5 angebracht.

Es mußte damit gerechnet werden — und diese Annahme erwies sich auch später als zutreffend —, daß auch tief eingeschnittene Flußtäler, für die der beschriebene Bauvorgang nicht geeignet ist, zu überschreiten sein würden. Für solche Fälle wurde das Zusammenbauen und Einsetzen der Brückenglieder mittels Hilfsträger und kleiner, auf ihnen fahrbarer Portalkrane vorgesehen.

Die Hilfsträger bestehen aus 33 m langen, am vorderen Ende durch einen einfachen Querträger, am hinteren Ende durch ein Fachwerk verbundenen sechsteiligen Kastenträgern, deren lichter Abstand größer als die Brückenbreite ist. Dieses Hilfsträgerpaar läßt sich unter Verwendung von mit doppelten Spurkränzen versehenen und auf den Jochholmen gelagerten Rollen mit geringem Kraftaufwand von Joch zu Joch vorwärts und rückwärts schieben. Auf den Obergurten der Hilfsträger laufen die erwähnten, miteinander gekuppelten Portalkrane. Nachdem die Hilfsträger zusammengesetzt und mit ihrem Vorderende bis zum zweiten Joche vorgeschoben sind, wird das erste Brückenglied zusammengebaut, an den Portalkranen hängend bis über die erste Brückenöffnung gefahren, durch die Lücke zwischen den Hilfsträgern herabgelassen und auf seine Lager gesetzt. (Abb. 6a.) Darauf wird das Hilfsträgerpaar um eine Brückenöffnung weiter vorgefahren, auf dem inzwischen hergestellten Bohlenbelage des ersten Brückengliedes das zweite Brückenglied mit Hilfe der Krane gerichtet, vorgefahren und in die zweite Öffnung abgelassen. (Abb. 6b.) Dieses Verfahren wiederholt sich entsprechend der Zahl der einzubauenden Brükkenglieder und gestattet natürlich, in umgekehrter Reihenfolge angewendet, in gleich einfacher Weise auch den Rückbau der Brücke sowohl nach dem linken wie dem rechten Ufer. Das Richten und Einbauen eines Überbaues einschl. des Aufbringens des Bohlenbelages erfordert etwa 3 Stunden.


Abb. 6a.

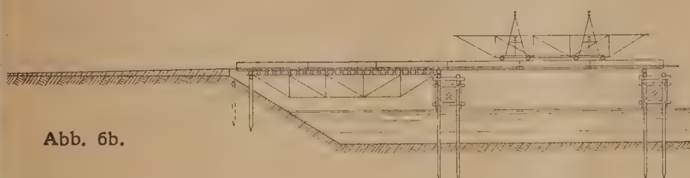

Abb. 6b.

Abb. 6a und 6b. Einbau fertiger Brückenglieder mittels Hilfsträger und fahrbarer Portalkrane.


Abb. 7. Schwere Armeebrücke über die Merezanka bei Merez.

Die Armeebrückenabteilungen haben die von der Firma Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen vorgeschlagenen und gelieferten Hilfsträger mit Zubehör vorzugsweise und mit bestem Erfolge verwendet. Die Einrichtung hat sich auch bei flachen Ufern als zweckmäßig und vorteilhaft erwiesen. Bei

tief eingeschnittenen Tälern (Abb. 7 u. 8) dürfte sie an Zweckmäßigkeit und Einfachheit kaum zu übertreffen sein.

Bei der Aufstellung der Armeebrückentrains kam es darauf an, ein von der Unterstützung durch andere Formationen, ihren Gerätschaften und sonstigen Hilfsmitteln und möglichst auch von meist an Ort und Stelle zu beschaffenden Baustoffen unabhängiges und stets schlagfertiges Werkzeug des Kriegsbrückenbaues zu schaffen. Demgemäß wurden die Armeebrückentrains mit allen Geräten, Werkzeugen und Hilfsmitteln, die zur Einrichtung einer Brückenbaustelle gehören, ausgestattet und reichliche Reserven von Geräten und Baustoffen an günstig gelegenen Orten des Heimatsgebietes niedergelegt.



Abb. 8. Eisenbahnbrücke über den Njemen bei Olita. Richten des Überbaues mittels Hilfsträger eines schweren Armeebrückentrains.

Die planmäßige Ausstattung eines Trains erforderte sieben vollständige Überbauten mit Bohlenbelag, die für eine Brückenlänge von 120 m (einschl. Jochbreiten, aber ausschließlich Rampen) ausreichen, eine Einbaueinrichtung, bestehend aus Hilfsträgern, 2 Portalkranen und einem Standbaum, zwei schwere Rammen, 7 Pontons, die nötigen Geräte und Werkzeuge für Erd-, Schmiede-, Schlosser- und Zimmerarbeiten, Meßgeräte, Baulampen usw. und einen Teil des für die Joche erforderlichen Holzes. Die planmäßige Verladung des Gerätes erforderte einschl. eines großen geschlossenen Werkzeugwagens 60 Fahrzeuge; dazu kamen 2 leere Fahrzeuge als Reserve.

Die Ausrüstung eines Armeebrückentrains mit 7 Brückengliedern entsprach dem zu erwartenden Durchschnittsbedarf. In einzelnen Fällen gelangten bei entsprechend geringer Flußbreite weniger Glieder zum Einbau, während auf anderen Baustellen 10 und mehr erforderlich waren, in einzelnen Fällen auch 2 Armeebrückenabteilungen mit ihrem gesamten Gerät und Personal gleichzeitig eingesetzt wurden.

Das Personal einer Armeebrückenabteilung bildeten ein Offizier (im Zivilberuf Ingenieur) als Führer, 6 Unteroffiziere und 60 Pioniere. Die Mannschaften waren zu je einem Drittel Eisenfacharbeiter (unter ihnen 2 Brückenmonteure), Zimmerleute und Schiffer oder Angehörige eines anderen Handwerkes.

Außer der schon erwähnten Firma Louis Eilers waren an der Lieferung der ersten 63 Brücken und ihres Zubehörs in hervorragendem Maße die Firmen Steffens & Nölle in Berlin-Tempelhof und C. H. Jucho in Dortmund, an den Nachlieferungen auch die Gesellschaft Harkort in Duisburg, beteiligt.

Der Befehl zur Aufstellung von 9 schweren Armeebrückentrains wurde am 26. Oktober 1914 erteilt und etwa 3 Monate nach der Anfertigung der ersten Entwurfsskizze, Anfang Februar 1915, war das letzte Fahrzeug planmäßig beladen.

---

# BEITRAG ZUR BERECHNUNG GEKRÜMMTER GURTUNGEN VON FACHWERKTRÄGERN.

*Von Dipl.-Ing. Struve, Dortmund.*

***Übersicht:*** Nach einem kurzen Überblick über die übliche Berechnungsweise werden genauere Formeln zur Bestimmung der zusätzlichen Biegungsspannungen aufgestellt. An Hand eines Beispiels wird gezeigt, daß die mit Hilfe dieser Formeln ermittelten Beanspruchungen nicht unwesentlich höher sind als sich bei Verwendung der üblichen Formeln ergeben würde.

Bei gekrümmten Fachwerkträgergurten werden die durch die Krümmung entstehenden Biegungsmomente vielfach mittels der Formeln $M = \frac{1}{3}\,S\,f$ für die Feldmitte und $M = \frac{2}{3}\,S\,f$ für die Knotenpunkte bestimmt. Hierin bedeutet f die Pfeilhöhe und S die Stabkraft. — Diese Formeln sind streng richtig für eingespannte, parabelförmig gekrümmte Stäbe bzw. für Gurtungen mit unendlich vielen, unverschieblichen Knotenpunkten, wenn sämtliche Stäbe die gleiche Stabkraft, Länge, Krümmung und Querschnittsausbildung besitzen. Diese Bedingungen sind naturgemäß niemals erfüllt, so daß mehr oder weniger große, oft nicht unwesentliche Abweichungen von den oben angeführten Formeln auftreten. Im folgenden sollen nun genauere Formeln für die Biegungsmomente gekrümmter Gurtungen mit beliebiger Stabzahl, wechselnder Stabkraft und Querschnittsausbildung angegeben werden. Für das Moment eines gedrückten Gurtstabes an einer beliebigen Stelle x erhalten wir mit den aus Abbildung 1 ersichtlichen Bezeichnungen:

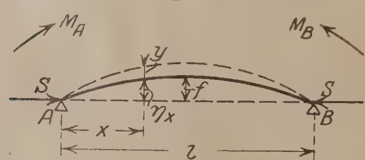



Abb. 1.

$$M_x = S\,(\eta_x + y) + M_A\,\frac{l-x}{l} + M_B\,\frac{x}{l} \quad \ldots \ldots (1$$

Da es sich in der Regel nur um verhältnismäßig kleine Pfeilhöhen handelt, kann parabelförmige Krümmung angenommen werden, es wird also $\eta_x = \frac{4\,f\,x\,(l-x)}{l^2}$

Die Gleichung der Biegungslinie lautet nun:

$$E\,J\,\frac{d^2 y}{d\,x^2} = -M = -S\left[\frac{4\,f\,x\,(l-x)}{l^2} + y\right] - M_A\,\frac{l-x}{l} - M_B\,\frac{x}{l}$$

$$\frac{E\,J}{S}\cdot\frac{d^2 y}{d\,x^2} = -y - \frac{4\,f\,x\,(l-x)}{l^2} - \frac{M_A}{S}\cdot\frac{l-x}{l} - \frac{M_B}{S}\cdot\frac{x}{l}$$

Die Integration liefert mit $\frac{E\,J}{S} = k^2$:

$$y = C_1 \cos\frac{x}{k} + C_2 \sin\frac{x}{k} - \frac{M_A}{S}\cdot\frac{l-x}{l} - \frac{M_B}{S}\cdot\frac{x}{l} - \frac{4\,f\,x\,(l-x)}{l^2} - \frac{8\,k^2\,f}{l^2}$$

Die Konstanten $C_1$, $C_2$ ergeben sich aus den Bedingungen $y = 0$ für $x = 0$ und $x = l$:

$$C_1 = \frac{M_A}{S} + \frac{8\,k^2\,f}{l^2}$$

$$C_2 = \left(\frac{M_B}{S} + \frac{8\,k^2\,f}{l^2}\right)\cdot\frac{1}{\sin\alpha} - C_1\,\mathrm{cotg}\,\alpha$$

Hierin ist $\alpha = \frac{l}{k}$.

Die Tangenten der Biegungslinie lauten:

$$\tau = \frac{d\,y}{d\,x} = -\frac{1}{k}\,C_1 \sin\frac{x}{k} + \frac{1}{k}\,C_2 \cos\frac{x}{k} + \frac{M_A}{S\,l} - \frac{M_B}{S\,l} + \frac{4\,f\,(2\,x - l)}{l^2}$$

Die Ausschlagwinkel an den Stabenden lauten, wenn für $C_1$ und $C_2$ die oben gefundenen Werte eingesetzt werden:

$$\tau_l = \left(\frac{d\,y}{d\,x}\right)_{x=0} = \frac{M_A}{S\,l}\,(1 - \alpha\,\mathrm{cotg}\,\alpha) + \frac{M_B}{S\,l}\left(\frac{\alpha}{\sin\alpha} - 1\right) + \frac{8\,f}{l}\left(\frac{1}{\alpha\,\sin\alpha} - \frac{\mathrm{cotg}\,\alpha}{\alpha} - \frac{1}{2}\right)$$

$$\tau_r = \frac{M_B}{S\,l}(1-\alpha\,\mathrm{cotg}\,\alpha) + \frac{M_A}{S\,l}\left(\frac{\alpha}{\sin\alpha}-1\right) + \frac{8\,f}{l}\left(\frac{1}{\alpha\sin\alpha}-\frac{\mathrm{cotg}\,\alpha}{\alpha}-\frac{1}{2}\right)$$

Da die Aufgabe Ähnlichkeit besitzt mit einer von Professor Müller-Breslau in seiner Graphischen Statik II 2 behandelten Arbeit (gleichmäßig belasteter Balken bei Berücksichtigung der biegenden Wirkung der Stabkraft), gestatte ich mir für einige identische bzw. ähnliche Ausdrücke die dort verwandten Bezeichnungen zu wählen.

Wir setzen daher:

$$1-\alpha\,\mathrm{cotg}\,\alpha = v'$$

$$\frac{\alpha}{\sin\alpha}-1 = v''$$

$$\frac{1}{\alpha\sin\alpha}-\frac{\mathrm{cotg}\,\alpha}{\alpha}-\frac{1}{2} = \frac{\mathrm{tg}\,\frac{1}{2}\,\alpha}{\alpha}-\frac{1}{2} = v'''$$

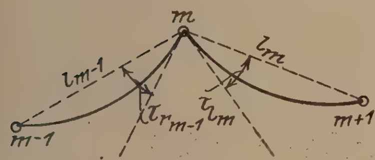



Abb. 2.

$$\frac{M_A}{S}+\frac{8\,k^2\,f}{l^2} = D_1 = C_1$$

$$\frac{M_B}{S}+\frac{8\,k^2\,f}{l^2} = D_2$$

$$C_2 = \frac{D_2}{\sin\alpha} - D_1\,\mathrm{cotg}\,\alpha$$

Mit diesen Bezeichnungen lauten die Formeln für die Ausschlagwinkel:

$$\tau_l = \frac{M_A}{S\,l}v' + \frac{M_B}{S\,l}v'' + \frac{8\,f}{l}v''' \quad \ldots \ldots \ldots (2a$$

$$\tau_r = \frac{M_B}{S\,l}v' + \frac{M_A}{S\,l}v'' + \frac{8\,f}{l}v''' \quad \ldots \ldots \ldots (2b$$

Für den Knotenpunkt „m" besteht die Bedingung

$$\tau_{r_{m-1}} + \tau_{l_m} = \Delta\,\vartheta_m$$

(vgl. Abb. 2).

Nach Einsetzung der Gleichungen (2a), (2b) erhält man jetzt die allgemeine Gleichung für einen Knotenpunkt:

$$M_{m-1}\frac{v''_m}{S_m\,l_m} + M_m\frac{v'_m}{S_m\,l_m} + \frac{8\,f_m}{l_m}v'''_m + M_m\frac{v'_{m+1}}{S_{m+1}\,l_{m+1}} + M_{m+1}\frac{v''_{m+1}}{S_{m+1}\,l_{m+1}} + \frac{8\,f_{m+1}}{l_{m+1}}v'''_{m+1} = \Delta\,\vartheta_m$$

$$M_{m-1}\frac{v''_m}{S_m\,l_m} + M_m\left(\frac{v'_m}{S_m\,l_m}+\frac{v'_{m+1}}{S_{m+1}\,l_{m+1}}\right) + M_{m+1}\frac{v''_{m+1}}{S_{m+1}\,l_{m+1}} = -\frac{8\,f_m}{l_m}v'''_m - \frac{8\,f_{m+1}}{l_{m+1}}v'''_{m+1} + \Delta\,\vartheta_m \quad (3$$

Es lassen sich ebensoviele Gleichungen aufstellen als Knotenpunkte vorhanden sind, so daß die Auflösung derselben nach den Knotenpunktmomenten keine Schwierigkeiten bereitet.

Die Gleichung für das Feldmoment lautet, wenn in Gleichung (1) der für y gefundene Wert eingesetzt wird,

$$M = S\left(C_1\cos\frac{x}{k} + C_2\sin\frac{x}{k}\right) - S\,\frac{8\,k^2\,f}{l^2} \quad \ldots \ldots (4$$

Der Ausdruck wird ein Größtwert für

$$\frac{d\,M}{d\,x} = 0 = S\left(-\frac{1}{k}\,C_1\sin\frac{x}{k} + \frac{1}{k}\,C_2\cos\frac{x}{k}\right)$$

$$\mathrm{tg}\,\frac{x}{k} = \frac{C_2}{C_1}$$

Dieser Wert eingesetzt in (4) liefert:

$$M_{max} = S\left(C_1\sec\frac{x}{k} - \frac{8\,k^2\,f}{l^2}\right) \quad \ldots \ldots \ldots (5$$

Ist das Trägheitsmoment des Stabes im Verhältnis zu seiner Länge groß, so kann die biegende Wirkung der Stabkraft näherungsweise außer acht bleiben. Die Gleichung für den Ausschlagwinkel am linken Stabende ergibt sich dann aus der Formel:

$$\tau_l\,l = \int\frac{M_x\,d\,x}{E\,J} \quad (E\,J = \text{constant})$$

$$\frac{1}{E\,J}\int M_x\,d\,x = \frac{1}{E\,J}\left(\frac{2}{3}\cdot\frac{f\,l^2}{2}\,S + M_A\,\frac{l^2}{3} + M_B\,\frac{l^2}{6}\right)$$

$$\tau_l = \frac{1}{E\,J}\left(S\,\frac{f\,l}{3} + M_A\,\frac{l}{3} + M_B\,\frac{l}{6}\right) \quad \ldots \ldots \ldots (6$$

Für den Fall, daß die Knotenpunktmomente gleich sind, liefert Formel (6):

$$M_A = M_B = -\frac{2}{3}\,S\,f.$$

Abb. 3.

Allgemeine Gleichung für einen Knotenpunkt:

$$M_{m-1}\frac{l_m}{6\,E\,J_m} + \frac{M_m}{3\,E}\left(\frac{l_m}{J_m}+\frac{l_{m+1}}{J_{m+1}}\right) + M_{m+1}\frac{l_{m+1}}{6\,E\,J_{m+1}} = -S_m\frac{f_m\,l_m}{3\,E\,J_m} - S_{m+1}\frac{f_{m+1}\,l_{m+1}}{3\,E\,J_{m+1}} + \Delta\,\vartheta_m \quad (7$$

Feldmoment:

$$M_x = \frac{4\,f\,x\,(l-x)}{l^2}\,S + M_A + (M_B - M_A)\,\frac{x}{l} \quad \ldots \ldots (8$$

Der Ausdruck wird ein Größtwert für:

$$x = +\frac{l}{2} + (M_B - M_A)\,\frac{l}{8\,f\,S} \quad \ldots \ldots \ldots (9$$

Diese vereinfachten Formeln (7) bis (9) sind auch stets anwendbar bei gezogenen Stäben, da die Zugkraft entlastend wirkt und die Näherungsformeln etwas zu ungünstige Werte ergeben.

An Hand eines Zahlenbeispiels soll die Anwendung der Formeln gezeigt und das Ergebnis mit dem der üblichen Formeln verglichen werden.

Es wird untersucht die untere Gurtung eines Dreigelenkbogenbinders von 25 m Spannweite und 15 m Pfeilhöhe. Die übrigen Abmessungen sind aus Abb. 4 ersichtlich.

Belastungsannahmen:

| | | |
|---|---|---|
| Stegzementdielen . . . . . | 85 kg/m² | Grundfläche |
| Pfetten und Binder . . . | 40 ,, | ,, |
| Schnee . . . . . . . . . . | 75 ,, | ,, |
| | g′ = 200 kg/m² | Grundfläche |

Binderabstand 8 m, g = 1600 kg/m

Wind: auf den Aufsatz

$$w_1'\sin^2\alpha = 150\sin^2 35 = 50\ \text{kg/m}^2\ \text{Dachfläche}$$

$$w_1 = 50\cdot 8 = 400\ \text{kg/m}$$

auf die Wand

$$w_2 = 150\cdot 8 = 1200\ \text{kg/m}$$

Als zulässige Beanspruchung bei Belastung mit ständiger Last, Schnee und Wind werden 1600 kg/cm² eingeführt;

$$\text{Horizontalschub } H_g = \frac{1{,}6\cdot 25^2}{8\cdot 15} = 8{,}33\ \text{t}$$

Auflagerdruck infolge Wind von rechts

$$A_{w_r} = \frac{1}{25}\left[\frac{0{,}4\cdot 6}{\cos 35}\cdot 17{,}6 + 1{,}2\cdot 11\cdot 5{,}5\right] = 5{,}0\ \text{t}$$

Kämpferdruck $K_{A_{w_r}} = 6{,}5$ t (graphisch ermittelt).

Die Bestimmung der Momente und Gurtkräfte für die linke Binderhälfte ist rechnerisch erfolgt und bietet nichts Bemerkenswertes. Die Stabkräfte der Wandglieder sind

graphisch ermittelt (s. Abb. 5). In nachstehender Tabelle sind die Stabkräfte und die gewählten Stabquerschnitte angegeben. Die Querschnitte beider Gurtungen sind hierbei, was das Biegungsmoment betrifft, mittels der Formeln $M_{Feld} = \frac{1}{3} S f$ bzw. $M_{Knoten} = \frac{2}{3} S f$ dimensioniert worden. Bezüglich der Wandglieder wurde nicht untersucht, ob für Wind von links ein größerer Querschnitt erforderlich wird, da dies für den weiteren Gang der Untersuchung nur unwesentliche Bedeutung besitzt. Als Gurtquerschnitte sind 4 Winkel ⅂⌈ ⅂⌈ gewählt. Da $W_u < \frac{1}{2} W_\sigma$ ist, sind für beide Gurtungen die Beanspruchungen der unteren Faser in Feldmitte größer als die der oberen Faser am Knotenpunkt.

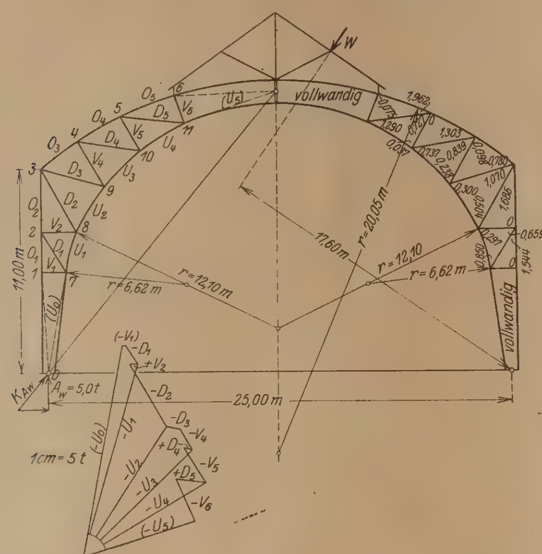



Abb. 4 u. 5.

Zur Ermittlung der Knotenpunktsmomente ist es noch erforderlich, die Winkeländerungen $\Delta\vartheta$ des Fachwerksystems unter Annahme gelenkiger Knotenpunktverbindungen zu bestimmen. Dies erfolgt mittels der bekannten Formel:

$$E \Delta \alpha_3 = \left(\frac{S_3}{F_3} - \frac{S_1}{F_1}\right) \operatorname{cotg} \alpha_2 + \left(\frac{S_3}{F_3} - \frac{S_2}{F_2}\right) \operatorname{cotg} \alpha_1$$

Die Werte cotg α sind in Abb. 4 eingetragen. Nach Ausführung der Zahlenrechnung ergibt sich, wenn die vollwandigen Binderteile als starr angesehen werden:

$$E \sum \Delta \alpha_7 = 1{,}687 + 0{,}364 = 2{,}051, \quad 10^4 \Delta \vartheta_7 = -9{,}54$$
$$E \sum \Delta \alpha_8 = 0{,}012 + 1{,}708 + 0{,}269 = 1{,}989, \quad 10^4 \Delta \vartheta_8 = -9{,}25$$
$$E \sum \Delta \alpha_9 = -0{,}039 + 0{,}540 + 0{,}562 = 1{,}063, \quad 10^4 \Delta \vartheta_9 = -4{,}94$$
$$E \sum \Delta \alpha_{10} = -0{,}069 + 0{,}560 + 1{,}305 = 1{,}796, \quad 10^4 \Delta \vartheta_{10} = -8{,}35$$
$$E \sum \Delta \alpha_{11} = -0{,}372 + 0{,}251 = -0{,}121, \quad 10^4 \Delta \vartheta_{11} = +0{,}56$$

F ohne Nietabzug, $E = 2\,150\,000$ kg/cm².

Im vorliegenden Fall ist der Einfluß der $\Delta\vartheta$, wie sich zeigen wird, nur gering.

Nun können die Koeffizienten ν usw. bestimmt und nach Formel (3) die Gleichungen für die Knotenpunktsmomente aufgestellt werden. Da die vollwandigen Binderteile im Verhältnis zu den Gurtungen sehr große Trägheitsmomente besitzen, kann mit genügend großer Annäherung angenommen werden, daß die untere Gurtung in den Punkten 7 und 11 eingespannt ist. Es muß beachtet werden, daß f negativ ist. In nachstehender Tabelle sind die für die Gleichungen (3) erforderlichen Werte zusammengestellt. Es ist mit der halben Stabkraft und dem halben Querschnitt gerechnet worden.

| Stab | S<br>t | l<br>m | f<br>cm | $J_{erf.}$ | $M_F = \frac{1}{3} S f$<br>tcm | Querschnitt | J<br>cm⁴ | $W_u$<br>cm³ | $F_{Nutz.}$<br>cm² | $\sigma_M$<br>kg/cm² | $\sigma_S$<br>kg/cm² | $\sigma_{max}$<br>kg/cm² |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $O_1$ | 30,5 | — | — | — | — | | — | — | — | — | — | 1042 |
| $O_2$ | 26,2 | — | — | — | — | | — | — | — | — | — | — |
| $O_3$ | 17,1 | — | 4,0 | — | — | ⅂⌈ ⅂⌈ 65 · 65 · 7 | — | 28,8 | 29,2 | — | — | — |
| $O_4$ | 17,7 | — | 4,6 | — | 27,14 | | — | — | — | 942 | 606 | 1548 |
| $O_5$ | 13,4 | — | 5,8 | — | 25,90 | | — | — | — | — | — | — |
| $U_1$ | — 54,0 | 2,20 | 9,3 | — | 167,4 | ⅂⌈ ⅂⌈ 110 · 110 · 14 | 1276 | 163,8 | 116,0 | 1020 | 466 | 1486 |
| $U_2$ | — 41,8 | 2,80 | 8,1 | — | 112,8 | | — | — | — | 938 | 492 | 1430 |
| $U_3$ | — 41,4 | 2,80 | 8,1 | — | 111,6 | ⅂⌈ ⅂⌈ 110 · 110 · 10 | 956 | 120,4 | 84,8 | — | — | — |
| $U_4$ | — 39,0 | 2,80 | 8,1 | — | 105,1 | | — | — | — | — | — | — |
| $D_1$ | — 6,0 | 2,55 | — | 72,6 | — | ⅂⌈ ⅂⌈ 60 · 60 · 6 | 91,2 | — | 27,64 | — | — | 217 |
| $D_2$ | — 19,5 | 3,85 | — | 537 | — | ⅂⌈ ⅂⌈ 90 · 90 · 11 | 552 | — | 74,8 | — | — | 261 |
| $D_3$ | — 4,0 | 3,60 | — | 97 | — | ⅂⌈ ⅂⌈ 65 · 65 · 7 | 134 | — | 34,8 | — | — | 115 |
| $D_4$ | + 2,0 | — | — | — | — | ⅂⌈ ⅂⌈ 55 · 55 · 6 | — | — | 21,4 | — | — | 97 |
| $D_5$ | + 8,4 | — | — | — | — | ⅂⌈ ⅂⌈ 65 · 65 · 7 | — | — | 29,2 | — | — | 285 |
| $V_2$ | + 2,2 | — | — | — | — | ⅂⌈ ⅂⌈ 55 · 55 · 6 | — | — | 21,4 | — | — | 106 |
| $V_4$ | — 6,4 | 2,88 | — | 99 | — | ⅂⌈ ⅂⌈ 65 · 65 · 7 | 134 | — | 34,8 | — | — | 184 |
| $V_5$ | — 10,6 | 2,15 | — | 91 | — | ⅂⌈ ⅂⌈ 65 · 65 · 7 | 134 | — | 34,8 | — | — | 305 |

| Stab | l<br>cm | J<br>cm⁴ | S<br>t | $k = \sqrt{\frac{EJ}{S}}$ | $\frac{l}{k} = \alpha$ | $\alpha^0$ | $\nu' = 1 - \alpha \operatorname{cotg} \alpha$ | $\nu'' = \frac{\alpha}{\sin \alpha} - 1$ | $\nu''' = \frac{\operatorname{tg} \frac{1}{2}\alpha}{\alpha} - \frac{1}{2}$ | $\frac{1}{S l} \cdot 10^4$ | $\frac{\nu'}{S l} \cdot 10^4$ | $\frac{\nu''}{S l} \cdot 10^4$ | f<br>cm | $\frac{8f}{l} \cdot 10^4$ | $\frac{8f}{l} \nu''' \cdot 10^4$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $U_1$ | 220 | 638 | 27,0 | 225,4 | 0,977 | 56⁰ 0′ | 0,3408 | 0,1789 | 0,0440 | 1,683 | 0,574 | 0,301 | — 9,3 | — 3385 | — 149,0 |
| $U_2$ | 280 | 478 | 20,9 | 221,8 | 1,262 | 72⁰ 20′ | 0,5979 | 0,3249 | 0,0790 | 1,710 | 1,021 | 0,556 | — 8,1 | — 2314 | — 182,8 |
| $U_3$ | 280 | 478 | 20,7 | 222,9 | 1,256 | 72⁰ 0′ | 0,5917 | 0,3213 | 0,0782 | 1,726 | 1,019 | 0,554 | — 8,1 | — 2314 | — 181,0 |
| $U_4$ | 280 | 478 | 19,5 | 229,7 | 1,221 | 70⁰ 0′ | 0,5553 | 0,3001 | 0,0731 | 1,831 | 1,015 | 0,549 | — 8,1 | — 2314 | — 169,2 |

I) $0{,}574\,M_7 + 0{,}301\,M_8 = 149{,}0 - 9{,}5 = 139{,}5$

II) $0{,}301\,M_7 + (0{,}574 + 1{,}021)\,M_8 + 0{,}556\,M_9$
$= (149{,}0 + 182{,}8) - 9{,}3 = 322{,}5$

III) $0{,}556\,M_8 + (1{,}021 + 1{,}019)\,M_9 + 0{,}554\,M_{10}$
$= (182{,}8 + 181{,}0) - 4{,}9 = 358{,}9$

IV) $0{,}554\,M_9 + (1{,}019 + 1{,}015)\,M_{10} + 0{,}549\,M_{11}$
$= (181{,}0 + 169{,}2) - 8{,}3 = 344{,}3$

V) $0{,}549\,M_{10} + 1{,}015\,M_{11} = 169{,}2 + 0{,}6 = 169{,}8$

Die Auflösung dieser Gleichungen liefert:

$M_7 = 174{,}3$ tcm
$M_8 = 130{,}9$ „
$M_9 = 110{,}4$ „
$M_{10} = 109{,}8$ „
$M_{11} = 106{,}4$ „

Beanspruchung des Gurtstabes $U_1$ am Knotenpunkt 7:

$$\sigma_0 = -\frac{174\,300}{199} - \frac{27\,000}{58{,}0} = -876 - 465 = -1341 \text{ kg/cm}^2$$

Beanspruchung des Gurtstabes $U_2$ am Knotenpunkt 8:

$$\sigma_0 = -\frac{130\,900}{156} - \frac{20\,900}{42{,}4} = -840 - 492 = -1332 \text{ kg/cm}^2$$

Die größten Feldmomente treten offenbar in den Feldern $U_1$ und $U_3$ auf. Im Feld $U_2$ muß das Moment kleiner sein als im Feld $U_3$, da die Stabkräfte in beiden Feldern annähernd gleich sind, während das entlastende Knotenpunktmoment $M_{10}$ erheblich kleiner ist als $M_8$. Es werden daher in nachfolgender Tabelle nur Min. $M_1$ und Min. $M_3$ ermittelt.

Zum Schluß sollen noch die Ergebnisse der Näherungsformeln (7) bis (9) untersucht werden. Die Gleichungen für die Knotenpunktsmomente lauten nach Formel (7):

I) $$\frac{M_7 \cdot 220}{3 \cdot 2150 \cdot 638} + \frac{M_8 \cdot 220}{6 \cdot 2150} = -0{,}00095 + \frac{27 \cdot 9{,}3 \cdot 220}{3 \cdot 2150 \cdot 638}$$

II) $$\frac{M_7 \cdot 220}{6 \cdot 2150 \cdot 638} + \frac{M_8}{3 \cdot 2150}\left(\frac{220}{638} + \frac{280}{478}\right) + \frac{M_9 \cdot 280}{6 \cdot 2150 \cdot 478}$$
$$= -0{,}00093 + \frac{27 \cdot 9{,}3 \cdot 220}{3 \cdot 2150 \cdot 638} + \frac{20{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 280}{3 \cdot 2150 \cdot 478}$$

III) $$\frac{M_8 \cdot 280}{6 \cdot 2150 \cdot 478} + \frac{M_9}{3 \cdot 2150}\left(\frac{280}{478} \cdot 2\right) + \frac{M_{10} \cdot 280}{6 \cdot 2150 \cdot 478}$$
$$= -0{,}00049 + \frac{8{,}1 \cdot 280}{3 \cdot 2150 \cdot 478}(20{,}9 + 20{,}7)$$

— — — — — — — — — — — — — — — — —

V) $$\frac{M_{10} \cdot 280}{6 \cdot 2150 \cdot 478} + \frac{M_{11} \cdot 280}{3 \cdot 2150 \cdot 478} = +0{,}00006 + \frac{8{,}1 \cdot 280}{3 \cdot 2150 \cdot 478} \cdot 19{,}5$$

nach Multiplikation mit $10^4$:

I) $0{,}5344\,M_7 + 0{,}2672\,M_8 = 124{,}8$

II) $0{,}2672\,M_7 + 1{,}443\,M_8 + 0{,}454\,M_9 = 278{,}7$

III) $0{,}454\,M_8 + 1{,}816\,M_9 + 0{,}454\,M_{10} = 301$

IV) $0{,}454\,M_9 + 1{,}816\,M_{10} + 0{,}454\,M_{11} = 287{,}3$

V) $0{,}454\,M_{10} + 0{,}908\,M_{11} = 144{,}0$

Die Auflösung liefert:

$M_7 = 169{,}6$ tcm
$M_8 = 127{,}9$ „
$M_9 = 107{,}3$ „
$M_{10} = 105{,}6$ „
$M_{11} = 103{,}9$ „

Beanspruchung von $U_1$ am Knotenpunkt 7:

$$\sigma_0 = -\frac{169\,600}{199} - \frac{27\,000}{58{,}0} = -852 - 465 = -1317 \text{ kg/cm}^2$$

Beanspruchung von $U_2$ am Knotenpunkt 8:

$$\sigma_0 = -\frac{127\,900}{155} - \frac{20\,900}{42{,}4} = -820 - 492 = -1312 \text{ kg/cm}^2$$

Momente und Beanspruchungen in den Feldern $U_1$ und $U_3$:

nach Formel (9): $x_1 = 110 - (127{,}9 - 169{,}6) \cdot \frac{220}{8 \cdot 9{,}3 \cdot 27} = 114{,}6$ cm

| Stab | $U_1$ | $U_3$ | Stab | $U_1$ | $U_3$ | Stab | $U_1$ | $U_3$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S t | 27,0 | 20,7 | $D_1 = C_1 = \frac{M_A}{S} + 8\left(\frac{k}{l}\right)^2 f$ | −71,54 | −35,76 | x cm | 114,7 | 140,1 |
| k | 225,4 | 222,9 | $D_2 = \frac{M_B}{S} + 8\left(\frac{k}{l}\right)^2 f$ | −73,15 | −35,79 | $\cos\frac{x}{k}$ | 0,8732 | 0,8090 |
| $\frac{k}{l}$ | 1,024 | 0,796 | $\alpha^0$ | $56^0\,0'$ | $72^0\,0'$ | $\frac{C_1}{\cos\frac{x}{k}}$ | −81,90 | −44,18 |
| $\left(\frac{k}{l}\right)^2$ | 1,047 | 0,634 | sin α | 0,8290 | 0,9511 | $\frac{C_1}{\cos\frac{x}{k}} - 8\left(\frac{k}{l}\right)^2 f$ | −3,90 | −3,08 |
| f cm | −9,3 | −8,1 | tg α | 1,4826 | 3,078 | $M_{Min}$ tcm | −105,2 | −63,7 |
| $8\left(\frac{k}{l}\right)^2 f$ | −78,0 | −41,1 | $\frac{D_2}{\sin\alpha}$ | −88,20 | −37,61 | $W_u$ cm³ | 81,9 | 60,2 |
| $M_A$ tcm | 174,3 | 110,4 | $\frac{D_1}{\operatorname{tg}\alpha}$ | −48,24 | −11,61 | F cm² | 58,0 | 42,4 |
| $M_B$ tcm | 130,9 | 109,8 | $C_2 = \frac{D_2}{\sin\alpha} - \frac{D_1}{\operatorname{tg}\alpha}$ | −39,96 | −26,00 | $\frac{M}{W_u}$ kg/cm² | −1286 | −1057 |
| $\frac{M_A}{S}$ | 6,46 | 5,34 | $\operatorname{tg}\frac{x}{k} = \frac{C_2}{C_1}$ | +0,588 | +0,727 | $\frac{S}{F}$ kg/cm² | −465 | −488 |
| $\frac{M_B}{S}$ | 4,85 | 5,31 | $\frac{x^o}{k}$ | $29^0\,10'$ | $36^0\,0'$ | $\sigma_{min}$ kg/cm² | −1751 | −1545 |

nach Formel (8):

$$M_{max_1} = -\frac{27 \cdot 4 \cdot 9{,}3 \cdot 114{,}6 \cdot 105{,}4}{220^2} + 169{,}6 - 41{,}7 \cdot \frac{114{,}6}{220}$$

$$= -250{,}5 + 169{,}6 - 21{,}7 = 102{,}6 \text{ tcm}$$

$$\sigma_{u_1} = -\frac{102\,600}{81{,}9} - 465 = -1720 \text{ kg/cm}^2$$

$$x_3 = 140 - (105{,}6 - 107{,}3) \cdot \frac{280}{8 \cdot 8{,}1 \cdot 20{,}7} \sim 140 \text{ cm}$$

$$M_{max_3} = -20{,}7 \cdot 8{,}1 + 106{,}45 = -61{,}20 \text{ tcm}$$

$$\sigma_{u_3} = -\frac{61\,200}{60{,}2} - 488 = -1503 \text{ kg/cm}^2$$

Die Ergebnisse der Näherungsformeln (7) bis (9) weichen nur um etwa 3 vH von den Werten der genaueren Formeln ab. Nach beiden Methoden ergibt sich, daß die mittels der Formeln $M = \frac{1}{3}$ S f und $M = \frac{2}{3}$ S f bestimmten und noch nicht bis zur als zulässig angenommenen Grenze ausgenutzten Querschnitte sehr hohe Beanspruchungen erfahren, so daß statt der Winkel 110/110/10 bzw. 110/110/14 die nächst höheren Profile 120/120/11 bzw. 120/120/15 zu wählen gewesen wären. Besonders wichtig sind natürlich die Beanspruchungen in den Feldern, während die Beanspruchungen in den Knotenpunkten durch die Knotenbleche verringert werden.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

### Baustoffkunde.

716. Gesunde und kranke Baumaterialien. Von Arch. Steffen. Baumarkt 1923, Nr. 16, S. 193. Über Ausblühungen an Mauerwerkswänden und Zementdachsteinen.

717. Molybdänstahl. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1923, Nr. 1, S. 18. Auszug aus Eng. vom 2. Sept. 1921, Zusammenstellung der Verwendbarkeit und Vorzüge.

718. Seit wann wird Beton hergestellt und woher stammt das Wort „Beton"? Von Hans Urbach. Zement 1923, Nr. 18, S. 137—138. Vorkommen bei den alten Römern. Verschiedene Ableitungen des Wortursprunges aus dem Französischen und Niederländischen.

719. Woher stammt das Wort Zement? Von Hans Urbach. Zement 1923, Nr. 17, S. 125—126. Ableitung vom lat. caedere, schneiden, also Bruchstein. Wandlung der Bedeutung im Spätlatein und Französischen in Mörtel.

### Baumaschinen.

720. Der Einschienenwagen für Eisenbahn, Industrie und Landwirtschaft. Tiefbau 1923, Nr. 34, S. 116, 1 Abb. Patent der Firma Büssing & Sohn, Fabrik für Eisenbahnbedarf, Braunschweig. Ersatz für Schubkarrentransporte.

721. Elektrisches Erhitzen und Schmieden. Der elektrische Betrieb 1923, Nr. 6, S. 69, 4 Abb. Nach AEG-Mitteilungen 1922, Nr. 12. Nieterhitzer mit Wasser- oder Luftkühlung für Niete bis zu 30 mm Dmr. Schmiedeessen und Muffelöfen.

722. Elektrowerkzeuge. Von Obering. Dalchau, Bremen. Der elektrische Betrieb 1923, Nr. 5, S. 50—51. Vergleich mit Preßluftwerkzeugen. Beseitigung der bisherigen Nachteile.

### Statik und Festigkeitslehre.

723. Berechnung des Zweigelenkbogens. Von Léon Légens. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 18, S. 421 bis 423, 7 Abb. Berechnung des Zweigelenkbogens nach der Theorie von Maxwell.

### Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

724. Sparbogen oder vollwandige Brüstung? Von Dr. techn. E. Proksch, Sinaia. Beton u. Eisen 1923, Nr. 9, S. 121—123, 4 Abb. Vollwandige Ausführung bietet nicht nur Ersparnisse am Überbau, sondern sie ist auch von vorteilhaftem Einfluß auf den Bogen. Sie ermöglicht geringere Abmessungen desselben und infolgedessen Ersparnisse an Rüstung und Bauzeit.

d) Eisenbetonbrücken.

725. Eisenbetonbogenbrücke mit Zugband über die Emme bei Gerlafingen. Von Ing. Werner Luder, Solothurn. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 18, S. 213—215, 6 Abb. Fußgängerbrücke von 36 m Spannweite. Bogen als Zweigelenkbogen mit aufgehobenem Horizontalschub unter Berücksichtigung der Elastizität des Zugbandes berechnet. Bau- und Konstruktionseinzelheiten.

726. Die Cappelenbrücke über den Mississippi in Minneapolis. V. D. I. 1923, Nr. 23, S. 575, 4 Abb. Eisenbetonbogen von 122 m Spannweite. Berechnungsgrundlagen und Bauausführung.

e) Eiserne Brücken.

727. Fußgängerbrücke über den Kanal Hamm—Lippstadt bei Hamm i. Westf. Von Reg.- und Baurat Conradt, Essen. Bautechnik 1923, Nr. 23, S. 209 bis 210, 6 Abb. Hängebrücke mit durchlaufendem Fachwerkparallelträger als Versteifungsbalken. $L = 55{,}20 + 2 \times 11{,}50$ m.

728. Klappbrücke nach Abt. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1923, Nr. 2, S. 37, 1 Tafel. Auszug aus Railway Age 1922, Nr. 7. Klappe von 50 m Länge. Gegengewicht und Gelenkglieder am beweglichen Flügel befestigt.

Vgl. Nr. 721, 722.

### Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

729. Harte Massen für gleitsichere Fußbodenbeläge. Der Industriebau 1923, Nr. 3, S. 36. Harte Körner werden mit Hilfe eines keramischen Bindemittels, das durch Brennen bei hoher Temperatur eine harte porzellanartige Masse ergibt, miteinander vereinigt und dann im Zement oder im Beton eingebettet. Der Fußboden ist gleitsicher und äußerst widerstandsfähig gegen Abnutzung.

730. Krumme Schornsteine. Von Dr. Kiltig. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 34, S. 265, 1 Abb. Neigung der Spitze um 50 cm aus der Lotrechtlinie bei einer Höhe von 54 m. Erklärung: $SO_3$ wird von Rauchgasen als Kruste abgesetzt. Schlagregen auf eine Seite. Durchfeuchtung. Gipstreiben.

### Gründungsarbeiten usw.

731. Erweiterungsbauten der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G. Eisenwerk Gröditz bei Riesa. Wasserkraft 1923, Nr. 9, S. 105—108, Abb. Kurze Angaben über Baugrubenaushebung bis 7 m unter Gelände und Trockenlegung mittels Reihengruppen von Rohrbrunnen durch gemeinsame Pumpensätze (Siemens-Brunnen).

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

732. Das Versuchswesen im Wasserbau. Von Dr.-Ing. Krey, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 23, S. 215. Aufzählung der Arbeitsgebiete der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin.

733. Stauröhren zur Messung des Drucks und der Geschwindigkeit im fließenden Wasser. Von Reg. u. Baurat Dr.-Ing. Winkel, Berlin. V. D. I. 1923, Nr. 23, S. 568—571, 23 Abb. Wirkungsweise, Vor- und Nachteile.

734. Die Entwässerung unseres Landes eine Gefahr? Von Dr. Köhne, Berlin. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 5, S. 72—74. Besprechung der von Geh. Regierungsrat Prof. Jaeckel, Greifswald 1922, aufgeworfenen Fragen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

735. Ein kurzgekuppelter Schleppzug. Von Geh. Regierungsrat Wernekke, Berlin. Deutsche Wasserkraft 1923, Nr. 5, S. 71—72, 1 Abb. Verwendung eiserner Schwimm-

kästen von 40 t Tragfähigkeit und Vereinigung von 20 solchen Fahrzeugen zu einem Schleppzug im Binnenschiffahrtsverkehr von England.

736. Der Rhein als Schiffahrtsstraße vor und nach dem Kriege. Von Strombaudirektor Stelkens, Coblenz. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 4, S. 49—51. Rechtsverhältnisse, Fahrwassertiefen, Übersichten über Verkehr, Vertrag von Versailles. Abgabe von Schiffsraum und Schleppkraft.

737. Vergleich zwischen Rolltoren und Gleittoren als Abschluß großer Seeschleusen. Von A. Bijls. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 18, S. 419—421, 4 Abb. Besprechung der verschiedenen Torarten großer Seeschleusen, insbesondere deutsche und belgische Bauformen, aus Anlaß des Entwurfes für eine neue Seeschleuse des Kanales von Amsterdam nach Ymuiden.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

738. Grundzüge für die Berechnung von Eisenbetontalsperren. Von Baudirektor Link, Essen. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 4, S. 58. Erwiderung zu dem Aufsatz von Dr.-Ing. Meier und Dr.-Ing. Kammüller in Nr. 2 ders. Zeitschrift betr. aufgelöste Staumauer Aaensire bei Stavanger.

739. Neuerungen für Kleinwasserkraftanlagen. Von Ing. C. Reindl, München. Wasserkraft 1923, Nr. 10, S. 117—124, 12 Abb. Turbinenregler und -anlasser verschiedener Bauarten. Wärmeausnützung. Ausgeführte Bauten und Vorschläge.

740. Die bayrischen Großwasserkraftwerke. Wasserkraft 1923, Nr. 9, S. 113—114. Bericht über die ord. Generalversammlung der Walchensee-, mittlere Isar- und Bayernwerk-A.-G. vom 13. Apr. d. J. über das abgelaufene zweite Geschäftsjahr. Stand der Arbeiten, Leistungen, Finanzierung.

741. Über bayrische Wasserkraftbauten und Zementverbrauch. Von Direktor Link, München. Zement 1923, Nr. 18, S. 136—137. Angaben über fertiggestellte und im Bau befindliche Werke.

742. Der Ausbau der mittleren Isar. Von E. Mattern, Potsdam. Tiefbau 1923, Nr. 37—42, 19 Abb. Allgemeine Anordnung, wasserwirtschaftliche Grundlagen, Landeskultur, die Bauanlagen und Kraftwerke.

743. Wasserkraftwerk in Lauenburg. Bautechnik 1923, Nr. 21, S. 199. Beschluß des Kreistages, das Gefälle (30 m) zwischen Schaalsee und Ratzeburger See auszunützen. Die gewonnene Energie übersteigt den jetzigen Strombedarf.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

744. Preßluftkrankheit. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1923, Nr. 1, S. 18, Auszug aus Eng. vom 3. Nov. 1922. Bericht über Beobachtungen beim Bau der vier Tunnelpaare unter dem Ostflusse in New York 1914—1919.

Vgl. Nr. 720.

### Straßenbau.

745. Beton als Straßendecke. Bautechnik 1923, Nr. 23, S. 215. Beispiele aus Berlin.

746. Chaussee-Benutzungsgebühren. Von Kreisbaumeister Lauterbach, Neurode i. Schl. Verkehrstechnik 1923, Nr. 23, S. 193/194. Versuch, durch Erlaß einer Benutzungs-Gebührenordnung eine neue Einnahmequelle zur Unterhaltung der Kreisstraßen zu erschließen. Aufführung der Bestimmungen.

747. Die Straßen und Fußwege in Paris. Von L. Biette. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 20, S. 461—466, mit 4 Abb. Bericht über den Umfang des Pariser Straßennetzes und die verschiedenen Straßenbefestigungsarten, ihre Bewährung und Unterhaltung.

### Eisenbahnbau und -betrieb.

748. Neues Straßenschienenfahrzeug. Verkehrstechnik 1923, Nr. 23, S. 199. Englisches Patent, das ermöglicht, mit Zügen Steigungen von 1 : 12 zu bewältigen. Zugmaschine. Kraftwagen, der mit Hinterrädern auf befestigten Streifen außerhalb der Schienen läuft. Reibungswert der Triebräder etwa dreimal so groß als bei Eisenrad auf Schienen.

749. Einheitsoberbau für die Deutsche Reichsbahn. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1923, Nr. 2, S. 38. Ausbildung entspr. der neuen Brückeneinteilung.

750. Wiederverwendung abgenützter Schienen. Bautechnik 1923, Nr. 24, S. 224. Verwendung von Schienen mit stark abgenützten Enden durch Abschneiden dieser durch eine ortsfeste oder fahrbare Anlage. Leistungsfähigkeit dieser.

751. Ermittlung der Fahrzeiten durch Zeichnung. Von Dr.-Ing. W. Müller, Berlin. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 15, S. 368—371, mit 6 Abb. Das beschriebene Verfahren ermöglicht, den bildlichen Fahrplan von Zügen unmittelbar aus den Beschleunigungskräften der Lokomotiven aufzuzeichnen.

752. Der Wagenantrieb auf Ablaufbergen. Von Reg.-Baurat Pösentrup, Münster i. W. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1923, Nr. 1, S. 13—15. Darstellung und Untersuchung der Bewegung ablaufender Wagen.

753. Die Verwendung von Explosionsmotoren als Zugmittel auf Eisenbahnen. Von E. Brillié. Révue générale des chemins de fer et des tramways 1923, Bd. 1, Nr. 4, S. 272—305, mit 77 Abb. Eingehender Bericht über die Verwendung der Explosionsmotoren als Antriebsmotoren bei industriellen Kleinbahnen, als Motor von Triebwagen zur Personenbeförderung und bei Lokomotiven zu Verschubzwecken. Angaben über die verschiedenen Arten der Kraftübertragung auf die Laufräder.

754. Genormte Bahnhofspläne für zweigleisige Strecken der Chemin de fer du Nord. Révue générale des chemins de fer et des tramways 1923, Bd. 1, Nr. 4, S. 345—347, 4 Abb. Beschreibung von vier Bahnhofsentwürfen für Zwischenstationen.

755. Statistischer Bericht der französischen Staatsbahnen für das Jahr 1921. Révue générale des chemins de fer et des tramways 1923, Bd. 1, Nr. 4, S. 319—330. Veröffentlichung der Betriebsergebnisse der französischen Staatsbahnen.

756. Motorwagen, System Vermot, zum Verschieben von Eisenbahnwagen. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 19, S. 446—448, 3 Abb. Beschreibung eines Motorwagens, der sich für den Verschubdienst in industriellen Anlagen und Bahnhöfen eignet.

757. Bericht über eine Studienreise nach Syrien. Von Pourcel. Révue générale des chemins de fer et des tramways 1923, Bd. 1, Nr. 4, S. 265—268, 1 Abb. Es werden die Verkehrsverhältnisse in Syrien erörtert.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

758. Aufgaben der Zementforschung. Von Dr. Kühl, Berlin. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 33, S. 255. Entgegnung auf einen früheren Aufsatz von Dr. Luftschütz.

759. Beschleunigung des Abbindens von Zement. Baumarkt 1923, Nr. 20, S. 239. Patent der Firma Winkler, Altstetten bei Zürich. Verwendung von Alkalihydroxydlösung oder eines Gemisches von Kali- und Natronlauge.

760. Über die Berechnung eisenbewehrter Betonstützen. Von Dipl.-Ing. A. Troche, Darmstadt. Beton u. Eisen 1923, Nr. 9, S. 124—125. Begründung für zwei Bemessungstafeln: a) für verschnürte Säulen bei $F_b = \frac{4}{3} F_k$; b) für Säulen mit einfacher Bügelbewehrung.

Vgl. Nr. 718, 719.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

761. Jucko-Streckträger und Jucko-Streckmaste. Der elektrische Betrieb 1923, Nr. 5, S. 53, 8 Abb. Beschreibung der aus I-Eisen gefertigten patentamtlich geschützten Träger und Masten.

762. Die Lage des deutschen Eisenmarktes im Monat Mai 1923. Stahl und Eisen 1923, Nr. 23, S. 768.

Vgl. Nr. 717, 721, 722.

### Holzbau.

763. Neue Mastkonstruktionen der A.-G. Gebr. Himmelsbach Freiburg i. B. Der Holzbau (D. Bztg.) 1923, Nr. 8, S. 29—32, 4 Abb. Beschreibung einiger neupatentierter imprägnierter Leitungsmasten.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

764. Elektrisch angetriebene Fahrzeuge für die Straßenreinigung. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin. Der elektrische Betrieb 1923, Nr. 7, S. 73—77, 12 Abb. Vorteile des elektrischen Betriebes gegenüber dem mit Verbrennungsmotor. Elite- und Hansa-Lloyd-Wagen.

765. Auto oder Pferd? Von Fuhrparkdirektor Wekel. Die Städtereinigung 1922, Nr. 22, S. 245—48. Müllabfuhr und Straßenreinigung. Am billigsten Elektromobil, am teuersten Pferd.

766. Heizkraftwerke mit Fernversorgung. Von Direktor R. Heilmann, Magdeburg. Ges.-Ing. 1923, Nr. 18, S. 173—80, 8 Abb. Beispiele ausgeführter Heizkraftwerke. Einteilung in vier Systeme. Verwertung von Abfallwärme.

767. Tierkörperverwertung. Ges.-Ing. 1923, Nr. 21, S. 198. Entgegnung von Ing. Hönnicke, Cassel, auf früheren Aufsatz von Ing. Niessen, Pasing, und Erwiderung dieses.

768. Das Stadion Wembley Park bei London. Von P. B. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 20, S. 468—471, mit 7 Abb. Beschreibung des in Eisenbetonkonstruktion erbauten Stadions für 125 000 Zuschauer.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

769. Zur Frage der Stadtschnellbahnen für Dresden. D. Bztg. 1923, Nr. 45, S. 219—220. Auszug aus einem Vortrag von Geheimrat Prof. Dr. Genzmer, Dresden.

770. Der Straßenbahntarif in heutiger Wirtschaftslage. Von Baurat Manke, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 23, S. 195—196. Wiederholung der Hauptgründe des wirtschaftlichen Niedergangs der Straßenbahnen und Forderung: produktiv arbeiten.

771. Krankheiten der Zahnräder von Straßenbahnwagen. Von Prof. Dr.-Ing. Kammerer. Der elektr. Betrieb 1923, Nr. 6, S. 61—62, 2 Abb. Stahlverschleiß des großen Zahnrades und des Ritzel in gewöhnlich 3 bzw. 1 Monat. Verlängerung der Lebensdauer durch eine dem Kraftwagenbau entnommene Lagerung der Ritzel.

772. Quersitze oder Längssitze. Von Dipl.-Ing. Jacobsohn, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 23, S. 197 bis 198, 4 Abb. Vorschlag bis zu einer Breite von 2,3 m Längssitze, darüber hinaus eine Verbindung von Längs- und Quersitzen anzuwenden. Dabei Ausbildung mehrerer annähernd quadratischer Räume mit je einer Tür an jeder Seite.

773. Versuche mit Einmannwagen der Straßenbahnen in New York. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 19, S. 451—452, 1 Abb. Beschreibung eines Einmannwagens mit auf der Plattform angeordneten Drehkreuzen.

Vgl. Nr. 748.

### Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

774. Abwässerbeseitigung von Siedlungen. Wasserkraft 1923, Nr. 11, S. 138—140. Richtlinien veröffentlicht vom preußischen Minister für Volkswohlfahrt mit Erlaß vom 30. Juni 1922 und Erläuterungen dazu.

### Bauunfälle.

775. Bewährung der Schutzsockel bei eisernen Brückenstützen neben Eisenbahngleisen. Von Eisenbahnamtmann Knauf, Altona. Bautechnik 1923, Nr. 23, S. 215, 3 Abb. Entgleisung eines Güterzuges unter einer Blechträgerbrücke und Schutz der Pendelsäulen durch vorhandene Betonsockel.

### Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

776. Errechnung des Lohnsteuerabzuges. Von F. Wagenseil, Lohwald. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 45, S. 355. Sehr zweckmäßiges Verfahren zur schnellen Berechnung für Ledige, Verheiratete mit und ohne Kinder, für monatliche, wöchentliche, tägliche, stündliche Lohnzeit.

777. Entlassung von Betriebsratsmitgliedern. Von Dr. Brunner. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 42, S. 327. Bei Entlassungen, von denen die ganze Belegschaft betroffen wird, wird Betriebsratsmitgliedern keine bevorzugte Stellung eingeräumt.

778. Zur Auslegung des § 74 BRG. Von Dr. Goerrig. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 39, S. 305. Grundsätzliche Erörterung der Sachlage.

779. Ein Kapitel Ausschreibung und Vergebung. Von Dr.-Ing. Schiele, Hamburg. Ges.-Ing. 1923, Nr. 11, S. 117—118. Vor- und Nachteile der öffentlichen, der beschränkten Ausschreibung und des Blanketts. Eintreten für die erste.

Vgl. Nr. 762.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

780. Gedenktag zum 75jährigen Bestehen der Siemenswerke. Von Winkler. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1923, Nr. 1, S. 15—17. Kurze Darstellung der Entwicklung von der Mechanikerwerkstätte mit drei Drehbänken bis heute.

781. Das photogrammetrische Vermessungsverfahren der Internationalen aerogeodätischen Gesellschaft. Von Dr.-Ing. Lacmann, Kristiania. Zentralblatt 1923, Nr. 45/46, S. 270—272. Besprechung einer Propagandaschrift der „Deutschen Karte G. m. b. H." mit dem Verfahren von Prof. Dr. Gasser.

---

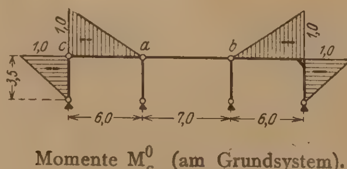
# KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

## Zuschrift.

In Heft 5, S. 145 u. ff. dieser Zeitschrift wendet Herr Dr.-Ing. Rabbow das von Prof. S. Müller im Zentralblatt der Bauverwaltung 1907 S. 23 veröffentlichte Verfahren zur Erzielung voneinander unabhängiger Elastizitätsgleichungen auf einige Rahmentragwerke an. Zur Berechnung eines n-fach statisch unbestimmten Systems geht er aus von einem (n—1)-fach statisch unbestimmten Hauptsystem und bestimmt die statisch unbestimmte Gruppenwirkung zu:

$$Y_n = \frac{\int M_0 M_n \, ds \frac{J_c}{J}}{\int M_n^2 \, ds \frac{J_c}{J}}$$

Bei der Berechnung des Zählers macht Herr Rabbow von dem Satze Gebrauch, daß eins der beiden Momente, z. B. $M_0$, am statisch bestimmten Hauptsystem (Grundsystem) genommen werden darf, während das andere Moment, also $M_n$, am (n—1)-fach statisch unbestimmten Hauptsystem genommen werden muß. Bei der Berechnung des Nennerintegrals nimmt Herr Rabbow jedoch beide Momente am (n—1)-fach statisch unbestimmten Hauptsystem. Es erscheint nun auch hier zweckmäßig, ein Moment $M_n$ am Grundsystem zu nehmen, da dadurch die Zahlenrechnung wesentlich vereinfacht wird. So ist im Beispiel 1:

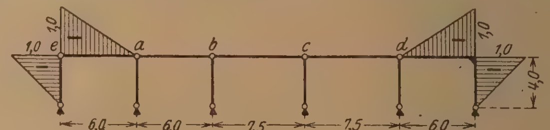



Momente $M_c^0$ (am Grundsystem).

$$\int M_c^2 \, ds \frac{J_c}{J} = \int M_c^0 M_c^{(n-1)} \, ds \frac{J_c}{J}$$

$$= 2 \left[\frac{3,5}{2} \cdot 2,0 + \frac{6,0}{6} (2 - 0,182)\right] = 8,303.$$

Noch deutlicher tritt die Ersparnis an Rechenarbeit in Erscheinung bei mehreren Stützen; so wird z. B. beim Beispiel 2:




Momente $M_e^0$ (am Grundsystem).

$$\int M_e^2 ds \frac{J_c}{J} = \int M_e^0 M_e^{(n-1)} \, ds \frac{J_c}{J}$$

$$= 2 \cdot \frac{4,0}{3} \cdot 2,0 + \frac{6,0}{6} \left[2 - 0,261 + 2 - 0,235\right] = 8,837.$$

Dipl.-Ing. Günter Worch, Darmstadt.

## Zum Vorschlag Professor Löser über Vereinfachung der Berechnung durchlaufender Eisenbetontragwerke.

Eine wichtige Aufgabe staatlicher Vorschriften für die Berechnung von Eisenbetonbauten ist dadurch gegeben, daß sie den Ausgleich zweier Extreme anstreben müssen. Diese sind:

a) Scharfe wissenschaftliche Erfassung der meist hochgradig statisch unbestimmten Systeme,

b) einfache, büromäßig schnell durchzuführende Annäherungsrechnung.

Das Eisenbeton-Bauglied folgt seiner ganzen Eigenart nach den Formänderungsgesetzen nicht mit der beinahe mathematischen Genauigkeit, wie das bei erstklassigen Eisenbaugliedern der Fall ist. Also hat jede, auch auf die schärfste statisch unbestimmte Rechnung des Bauwerksystems gegründete Dimensionierung der Einzelquerschnitte den Charakter der Annäherung. Die Methoden der statischen Berechnungen von Eisenbetonbauten sind, soweit die Ermittlung der Momente, Längs- und Querkräfte am System in Frage kommt, entsprechend der historischen Entwicklung aus dem Eisenbau übernommen. Sie können auch grundsätzlich nicht durch neue ersetzt oder anders aufgebaut werden. Ihre Anwendung muß aber erfolgen im vollen Bewußtsein der tatsächlichen inneren Vorgänge in dem Baustoff Eisenbeton, der trotz aller Verbesserungen seiner Zugfestigkeit doch eben Beton, d. i. Stein, bleibt. Wenn also z. B. ein mehrstieliger Rahmen, meist noch mit allerlei Gelenkannahmen, auf statisch unbestimmter Rechnungsgrundlage durchgearbeitet wird, so ist diese Rechnung erfolgt in der Voraussetzung, daß die δ-Werte, aus deren Quotienten die X-Größen gefunden werden, in Wirklichkeit so auftreten, wie sie theoretisch angenommen werden. Zu einer klaren Beurteilung dieser Frage gehören hochwertige Statiker.

Nun wird die Praxis aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus, soweit sie über geschulte Kräfte verfügt, solche Rechnungen nicht scheuen — auch wenn sie besondere Bürokosten verursachen —, sobald dadurch ausreichend Materialersparnis erreicht wird. Die hierdurch gewonnenen Erkenntnisse sind wertvoll, nicht nur weil sie die von wissenschaftlicher Vertiefung getragene Qualitätsarbeit fördern, sondern weil sie Grundlagen bilden für eine Anpassung der Vorschriften an das Optimum technischer Leistung, die stets ein Kompromiß sein muß zwischen den vier Forderungen

1. statisch richtig,
2. technisch ausführbar,
3. wirtschaftlich günstig,
4. ästhetisch befriedigend.

In diesem Sinne sind die Ausführungen von Professor Löser im Heft 7 des „Bauingenieur" lebhaft zu begrüßen.

Der durchlaufende Balken in der monolithischen Verbindung mit den Stützen ist eine Bauform von überragender Wichtigkeit im Eisenbetonbau. Sie eignet sich nicht für allzu individuelle Behandlung. Spielen doch in ihre einwandfreie statische Durchforschung noch eine große Zahl weiterer Nebeneinflüsse, z. B. Plattenwirkung u. a. m. hinein.

Allzufein durchgefeilte statische Untersuchungen führen den Verfasser leicht zur Unterschätzung der von Uranfang alles technischen Rechnens her bestehenden Annahmen, von denen nur das Hookesche Gesetz, die Roheit der Belastungsannahmen usw. genannt werden mögen.

Die Zahlenwerte der Abhandlung werden als zutreffend vorausgesetzt. Material zur weiteren Klärung und Prüfung wird dem Ausschuß, dem die Neuherausgabe der „Vorschriften" obliegt, reichlich zur Verfügung stehen.

Das Ziel der Löserschen Anregung, und der Geist, aus dem die Darlegungen geboren sind, können nicht energisch genug unterstützt werden, damit einerseits übertriebener Wertschätzung verwickelter statischer Probleme für die Kenntnis der wirklichen Vorgänge im Eisenbeton, andererseits einer verödenden schematischen Anwendung vorgeschriebener Faustformeln entgegen gearbeitet wird.

Robert Otzen.

## Zur Momentenbestimmung durchlaufender Eisenbetontragwerke.

Bemerkungen zum Aufsatz von Professor Löser in der Zeitschrift „Der Bauingenieur" 1923, Heft 7.

Von besonderem Werte erscheint mir bei den Löserschen Vorschlägen über die Berechnung der Durchlaufträger der Punkt 2, der die Bestimmung der negativen Momente eines entlasteten Feldes zum Gegenstande hat. Daß Ermäßigungen der aufwärts biegenden Momente unter Berücksichtigung einer teilweisen Einspannung an den Stützpunkten vorgenommen werden sollen, erscheint berechtigt, doch halte ich das vollständige Fehlen von oberen Eisen in Deckenplatten bei tatsächlich nachweisbaren aufwärts biegenden Momenten nicht für statthaft.

Wenn der Verfasser bemerkt, daß Tausende von Koenenschen Voutenplatten auch für große Verkehrslasten ohne obere Bewehrung mit bestem Erfolge zur Ausführung kamen, so muß darauf erwidert werden, daß durch die voutenartige Ausbildung ein erheblicher Einspannungsgrad gewährleistet wird. Auch die bekannte Wollesche Konsoldecke wurde für Nutzlasten bis zu 2000 kg/m² ohne obere Eisen vielfach ausgeführt, da diese Decke als voll eingespannte Platte berechnet werden durfte. Bei durchlaufenden Eisenbetonplatten wird aber jetzt zumeist eine ebene Deckenuntersicht bevorzugt, so daß innerhalb eines Feldes das Trägheitsmoment gleich bleibt. In der Mehrzahl der Hochbaufälle hat man es bei Platten mit Durchlaufträgern über mehrere Felder zu tun, von denen die meisten Felder als Mittelfelder auszubilden sind und daher auch der Einfluß des veränderlichen Trägheitsmomentes nicht so von Bedeutung sein wird. Es kann bei solchen Platten ohne Schrägen der Einspannungsgrad kein so großer sein, als bei Anordnung mit Plattenschrägen, weshalb obere Eisen, wenn solche rechnerisch nötig sind, nicht ganz fehlen sollten.

Zu Punkt 1 über die Bestimmung des positiven Größtmomentes bemerke ich, daß es mir nur bei Endfeldern wünschenswert erscheint, Momentenermäßigungen wegen vorhandener voller oder teilweiser Einspannung einzuführen, die in Form von Ermäßigungsziffern in vH-Teilen oder von Bruchteilen des rechnerisch ermittelten Momentes je nach dem Einspannungsgrade am Endauflager angegeben werden könnten. Für die rasche Ermittelung der Momente von Durchlaufträgern stehen zweckmäßige Tabellen genügend zur Verfügung, so daß eigentlich diesbezüglich kein Verlangen nach weiteren Vereinfachungen des Rechnungsganges bestehen dürfte. Die im Betonkalender enthaltenen Tabellen genügen vollauf, um für die häufigsten Hochbaufälle eine rasche Momenten- und Querkräfteermittelung zu ermöglichen. Eine Abänderung des Rechnungsverfahrens könnte aber nur dann begründet sein, wenn die Versuchsergebnisse von den Rechnungsannahmen wirklich stark abweichen.

Es müßte dann aber klarer zum Ausdruck gebracht sein, auf wieviel Felder der Zusammenhang bei mehrfeldrigen Trägern zu erstrecken ist, ob die dem belasteten Feld angrenzenden Felder als Endfelder zu gelten haben oder noch weiter angrenzende Felder als gewichtslos anzunehmen sind.

Auch die Verlegung der Fixpunkte in $\frac{1}{5}$ erscheint mir nicht von so großem Vorteil, da man sich beim rechnerischen Verfahren mittels Tabellen um die Fixpunkte nicht zu kümmern braucht und beim zeichnerischen Verfahren nach Ritter, das sich bei ungleichen Spannweiten besonders empfiehlt, diese nach der bekannten Konstruktion rasch genug ermittelt sind. Es ließen sich die bereits bestehenden Tabellen, z. B. die im Betonkalender enthaltenen, ohne weiteres auch für die von Herrn Prof. Löser vorgeschlagenen Belastungsannahmen umarbeiten, so daß die rechnerische Ermittelung mit diesen Tabellen immer noch am schnellsten zum Ziele führen dürfte. Die Einführung bzw. Zulassung der vorgeschlagenen Fixpunktabstände kann aber jedenfalls aus dem Grunde befürwortet werden, weil der Ingenieur auch oft in die Lage kommt, Berechnungen durchzuführen, wenn er seine Tabellen nicht gerade zur Hand hat. In solchen Fällen ist die rechnerische Ermittelung ohne Zweifel mit diesen vereinfachten Annahmen der Fixpunktabstände wesentlich vereinfacht.

Den Vorschlägen über Bestimmung der Stütz- und Querkräfte durchlaufender Tragwerke kann beigepflichtet werden, da hierüber auch vielfach geteilte Meinungen vorherrschend waren. Es besteht nur noch die Unklarheit, ob die angegebenen Stützendrücke auch beim Zweifeldträger angewendet werden dürfen, oder ob bei diesen die Stützendrücke 0,375 ql am Endauflager und 1,25 ql am Innenauflager anzunehmen sind. Eine Ergänzung in dieser Hinsicht wäre wünschenswert.

Zu Punkt 7 sei bemerkt, daß bei durchlaufenden Platten oder Balken über ungleichweiten Öffnungen auch ein Hinweis fehlt, auf wieviel Felder der Zusammenhang erstreckt werden soll. Wenn man für gleichfeldrige Träger Änderungsvorschläge infolge Einflusses der Einspannung macht, so sollte dies folgerichtig auch bei Durchlaufträgern mit ungleichweiten Öffnungen geschehen.

Zum Schluß sei bei dieser Gelegenheit empfohlen, anstatt der Bezeichnung „kontinuierlicher" oder „durchlaufender" Träger die von Prof. Dr. Saliger in seinem Werk „Praktische Statik" eingeführte Benennung „Durchlaufträger", sowie „Zweifeld-, Dreifeld-, Vierfeld-Träger" usw. zu gebrauchen.

Leipzig, am 15. Mai 1923.

Dipl.-Ing. Otto Skall.

## Vom Bau des Hudson-River-Tunnels.

Nach Engineering News Record. Bd. 90. Nr. 6.

Die Zeitschrift „Eng. News Rec." kündigt in obigem Heft vom 8. 2. 23 eine Reihe von Veröffentlichungen über die Fortschritte beim Bau des Hudson River-Tunnels zwischen New York und New Jersey an. Aus dem ersten Artikel, der die Gründung des Flußentlüftungsschachtes auf der Seite von New Jersey behandelt, wird nachstehend das wesentliche mitgeteilt:

Der Tunnel verbindet mit zwei Rohrsträngen New York und New Jersey (vgl. Lageplan und Längenprofil). Der Tunnel erhält beiderseitig sogenannte Land- und Flußschächte; während die letzteren nur zur Entlüftung dienen, werden die Landschächte auch als Arbeitsschächte für den Tunnelvortrieb verwendet. Die Flußschächte müssen bereits gebaut sein, wenn der Tunnelvorbau bei ihnen anlangt. Auf der New Yorker Seite wird dieser Schacht auf einem Senkkasten bis auf den Fels abgelassen; auf der New Jersey Seite bieten sich der Gründung größere Schwierigkeiten dar; hier muß bei einer Wassertiefe von 9 m zunächst eine Schlammschicht von 6 m und dann eine Schicht aus sogen. Hudson River Silt von 60 m Stärke durchfahren werden, um auf festen Fels zu kommen (es handelt sich bei dieser Schicht vermutlich um ein ton- und torfhaltiges Ablagerungsmaterial von sehr feiner und wechselnder Beschaffenheit). Die Ansichten über die physikalischen Eigenschaften dieses Bodens an Ort und Stelle und über sein Verhalten unter Last gingen stark auseinander; um auf

alle Fälle sicher zu gehen, entschloß man sich dazu, die Last des Schachtbauwerkes durch eine Pfahlgründung auf den tiefliegenden Fels. zu übertragen. Hierdurch kam man zu einer außergewöhnlichen Gründungsart, bei der Pfähle von 76 m Länge zur Verwendung kamen, die besonders bewehrtem Beton ausgefüllt. Die Längsbewehrung besteht aus 6 Vierkanteisen mit 60,5 cm² = 2,1 vH; die Umschnürung ist 3/8″ stark und hat 23 cm Ganghöhe (vgl. Abb. 3). Die im Bericht angegebene Beanspruchung der Pfähle beträgt unter der Annahme

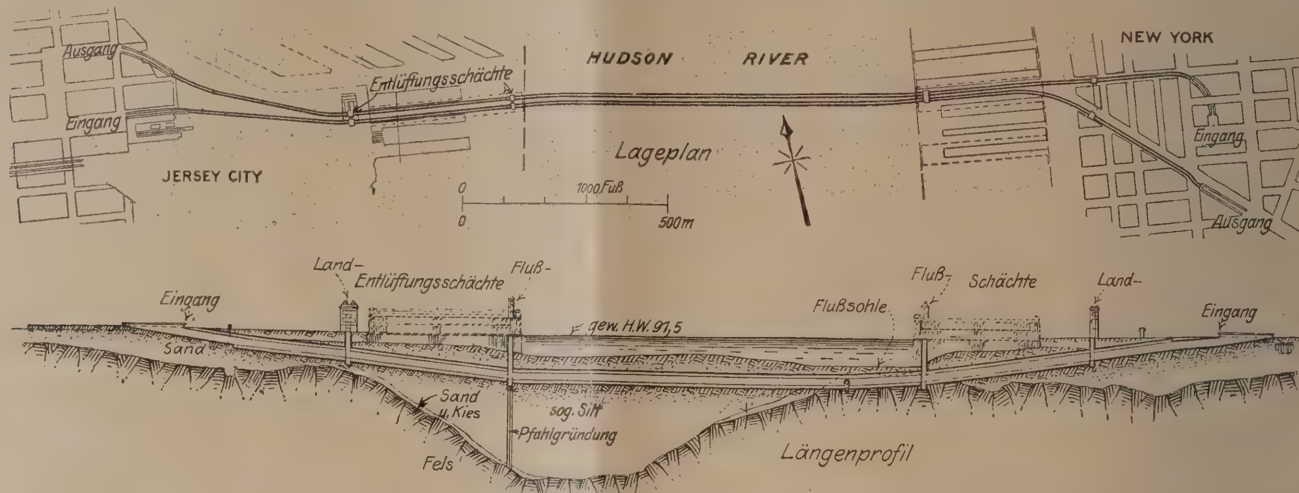



Abb. 1. Übersicht über die Lage des Hudson-River-Tunnels.

nach der Herstellung in einer Tiefe von 21 m unter Flußsohle wieder abgeschnitten werden mußten, um das Auflager für die Schachtsenkkasten abzugeben (vgl. Abb. 2). Man löste hier das Bauwerk in zwei Schächte auf, die später in Höhe der Tunnelröhren eine Verbindung erhalten. Jeder der beiden Schachtsenkkasten hat eine Grundfläche von 11,4 × 15,3 m (der Achsabstand der Tunnelröhren beträgt 19,2 m) und ist 33,1 m hoch, so daß er noch rd. 0,6 m über Hochwasser ragt. Bei einem Gewicht von rd. 10000 t und einem Auftrieb von 6000 t kommen noch 4000 t zur Wirkung, wodurch eine mittlere Pressung von 2,3 kg/cm² erzeugt wird; bei Berücksichtigung der Winkwirkung beträgt die Randspannung 3 kg/cm², die man dem Bodenmaterial nicht zumuten wollte. Jeder Schacht erfordert 42 Pfähle, die mit 97 bzw. 126 t belastet werden. Die Pfähle bestehen aus eisernen Röhren von 60 cm äußerem Durchmesser mit einer Wandstärke von 3/8″ und sind mit

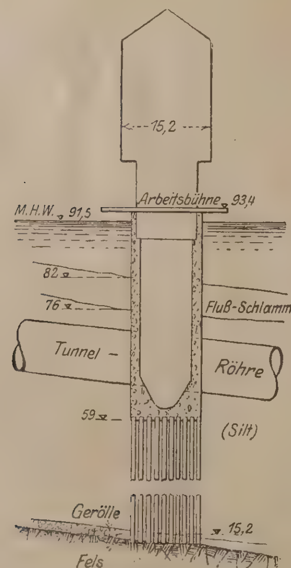



Abb. 2. Gründung des Entlüftungs-Schachtes.

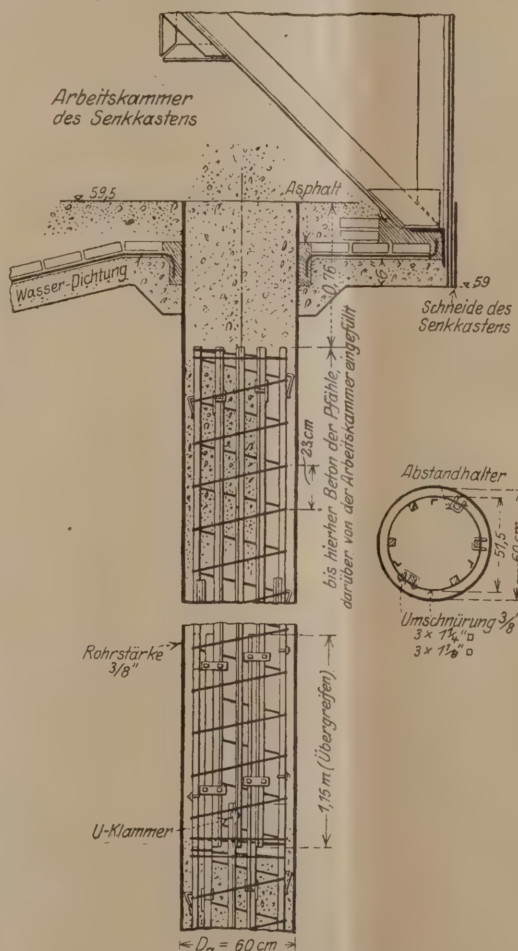



Abb. 3. Verbindung zwischen Pfahlgründung und Senkkasten.

n = 15,0 = 23,4 bzw. 30,4 kg/cm². Die Schlankheit der Pfähle ist sehr groß; sie wird für die endgültige Länge der Pfähle von 46 m zu rd. 300 angegeben (unter Miteinrechnung des Mantelrohres ergäbe sich l/i = 208). Bei der nichtvermeidbaren Abweichung der Pfähle von der Senkrechten (diese wurde für die ganze Pfahllänge zwischen 0 bis 30 cm schwankend gemessen) ist somit für die Pfähle an sich keine Knicksicherheit mehr vorhanden. Der Bericht teilt jedoch mit, daß auf Grund einer Untersuchung über den Widerstand des umgebenden Bodens gegen ein Ausweichen der Pfähle der gewählte Querschnitt genügende Sicherheit verbürge.

Die Ausführung dieser Pfahlgründung erforderte besondere Einrichtungen, da man vor einer ungewöhnlichen Aufgabe stand. Es handelte sich im wesentlichen darum, die als Pfahlmantel dienenden eisernen Rohre von 76 m Länge auf den Fels hinab zu bringen, die Röhren bis zur Höhe der späteren Senkkastenunterkante, d. h. auf 46 m Länge zu bewehren und mit Beton auszufüllen und dann die Rohre in dieser Höhe abzuschneiden und den oberen Teil von 30 m Länge wieder herauszuziehen. Das Vortreiben der Rohre erfolgte mit dem Fallbohrerverfahren. Die einzelnen Rohrstöße waren 6 m lang; es wurden Bohrköpfe von 900, 1120 und 1350 kg Gewicht verwendet mit einer Schneidenbreite von 57 cm; zum Aushub des Bohrgutes dienten Schöpfer von 23 cm Ø und 1,80 m Länge. Die ersten 4 Längen d. h. 24 lfdm Rohre, konnten durch Vorbohren und Nachsinken des Rohres infolge seines Gewichtes ohne besondere Schwierigkeiten vorgebracht werden. Bei den nächsten 24—30 lfdm wurde unter Zuhilfenahme eines Aufsatzgewichtes auf das Rohr von 1100 kg bzw. mit leichten Schlägen durch dieses Hammergewicht gearbeitet, während die letzten Längen mehr Bohr- und Schlagarbeit erforderten. Es waren zum Vortrieb der Rohre gleichzeitig 4 Maschinen in Tätigkeit, mit je einer mittleren Leistung von 6 lfdm in einer 8-Stundenschicht. Die Rohre wurden schwach in den Fels eingelassen. Zur Entfernung des Schlammes, der sich im Grunde der Rohre nach dem Vortrieb in einer Stärke von 15—18 m noch sammelte, wurde eine fünfte leichtere Bohr- und Schöpfeinrichtung verwendet. Hierauf erfolgte ein gründliches Reinigen der Rohre durch einen kräftigen Wasserstrahl und Auspumpen des verunreinigten Wassers bis 1 Stunde lang klares Wasser austrat. (5—6 Stunden.) Die Versuche, die Ausfüllung der Rohre mit Beton unter Wasser vorzunehmen, zeigten kein befriedigendes Ergebnis, weshalb man zu einer vollständigen Entleerung der Röhren vor Einbringen des Betons überging. Zunächst wurde der untere Teil durch einen 3 m langen Pfropfen aus Beton abgedichtet (1:1,5 auf 0,5 m und dann 1:1, 6:3,2). Für das Einbringen des Betons wurden besondere zylindrische Behälter von ¼ cm³ Inhalt mit einer Bodenöffnung verwendet. Nach dem Erhärten des Pfropfens wurde die Röhre entleert (2 Stunden), worauf das Einbringen der Eiseneinlagen erfolgte. Die Bewehrung wurde in fertig verbundenen Gerippen von je 7 m Länge angeliefert, die sich an den Stoßstellen auf rd 1 m über-

banden (vgl. Abb. 3); es wurde dann die gesamte Bewehrung von 43 m Länge in die Röhre abgelassen, wobei Abstandhalter die genaue Lage sicherten (5 Stunden). Hierauf erfolgte das Ausbetonieren in der Mischung 1:2:4 bis rd. 0,75 m unterhalb des späteren oberen Endes der Röhre (3½ h). Nach dem Betonieren wurde mit Hilfe einer besonderen Schneidvorrichtung, die sich auf den Beton aufsetzte und von der Arbeitsbühne aus angetrieben wurde, das Rohr von innen aus durchschnitten. Nach Aufsetzen einer Kappe auf das obere Rohrende wurde mit Hilfe von Druckluft der obere 30 m lange Teil der Rohre wieder herausgezogen. Über Einzelheiten des Bohrgerätes und der übrigen Vorrichtungen gibt die Quelle durch Skizzen nähere Angaben, die hier nicht wiedergegeben werden können. Die Arbeiten für die Pfahlgründung des einen Senkkastens wurden im April 1921 begonnen und sind jetzt zu Ende geführt worden. W. Lydtin, Dipl.-Ing.

## Untersuchungen über die Selbstdichtung von Betonblöcken bei den Wasserdurchlässigkeitsproben.

Dem Hefte 9, vom 25. Mai d. J., der Mitteilungen der Kommission für Abdichtungen des Schweizer. Wasserwirtschaftsverbandes entnehmen wir folgende von Prof. Zschokke, Adjunkt der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt Zürich, veröffentlichte Mitteilung:

In einer frühern Abhandlung[1]) hat der Verfasser über die Resultate einiger Untersuchungen berichtet, die den Zweck verfolgten, die Frage der Selbstdichtung von Betonblöcken, wie solche bei den Wasserdurchlässigkeitsversuchen im „Letten" beobachtet wurde, klarzulegen. Es ging aus jenen Untersuchungen hervor, daß die Selbstdichtung — abgesehen von äußeren Einflüssen, d. h. der mechanischen Kolmatierung durch im Wasser suspendierte mineralische und vegetabilische Substanzen, und möglicherweise auch den physikalischen Vorgängen, die sich bei der Erhärtung der hydraulischen Bindemittel abspielen, — zu einem guten Teil durch die Bildung nicht unbedeutender Mengen von schlammförmigem Calcium- und Magnesiumcarbonat bedingt ist, die sich beim Durchströmen des Wassers durch den Beton, zufolge der chemischen Einwirkung der im Wasser gelösten Bicarbonate auf das im Beton vorhandene freie Kalkhydrat bilden, und dadurch die Poren des Betons verstopfen.

Es wurde ferner darauf hingewiesen, daß die Menge des abgesonderten Schlammes in hohem Maße von der Menge des Kalkhydrates, das sich beim Abmachen der Zemente und deren späterer Wasserlagerung abscheidet, sowie von der Carbonathärte des Druckwassers, das später auf den fertigen Beton einwirkt, abhängig ist. Für den zu jener Untersuchung verwendeten Zement und bei Verwendung von Züricher Leitungswasser wurde unter den gewählten bestimmten Versuchsbedingungen die Menge des im Beton gebildeten Carbonatschlammes im Mittel zu 6,03 vH vom Gewicht des verwendeten Zements ermittelt. Es bot nun, worauf bereits in der oben erwähnten Abhandlung hingewiesen wurde, ein gewisses Interesse, zu untersuchen, wie sich hinsichtlich der Kalkausscheidung verschiedene schweizerische Zementsorten verhalten würden. Zu dem Zweck wurden aufs Geratewohl aus fünf der bekanntesten Handelsmarken schweizerischer Portlandzemente, die in den verschiedensten Landesteilen hergestellt werden, Stichproben entnommen, daraus, wie früher angegeben, würfelförmige Probekörper erzeugt, und diese nach 70-tägiger (früher 35tägiger) Lufterhärtung auf Normalsandgröße zerkleinert. Je 30 g dieser grobkörnigen Zementsande wurden zehnmal hintereinander mit je 350 ccm Leitungswasser, bzw. destilliertem Wasser, während je 24 (früher 12) Stunden bei gewöhnlicher Temperatur extrahiert. In obenstehender Tabelle sind die wichtigsten technologischen Eigenschaften der fünf untersuchten Zemente, sowie die Resultate der Auslaugungsversuche mit Leitungs- und destilliertem Wasser zusammengestellt.

An dieser Zusammenstellung ist das Auffälligste, wie innerhalb relativ geringer Grenzen die Gewichtsverluste, welche die an ganz verschiedenen Orten unseres Landes aus verschiedenen Rohmaterialien und nach verschiedenen Verfahren hergestellten Zemente beim Auslaugen erlitten haben, schwanken; denn beim Auslaugen mit Leitungswasser beträgt dieser Gewichtsverlust 14,06—17,23 vH, beim Auslaugen mit destilliertem Wasser 12,73—16,83 vH. Auffallend ist auch bei diesen fünf Versuchsreihen wieder der beträchtliche Unterschied in der Menge des weißen Schlamms, der sich bildet, je nachdem die Zemente mit Leitungs- oder destilliertem Wasser ausgelaugt werden. Bei der Auslaugung mit Leitungswasser beträgt diese Schlammenge im Mittel 6,43 vH, bei destilliertem Wasser im Mittel 1,27 vH. Gleichviel ob die Versuchszemente mit Leitungs- oder destilliertem Wasser behandelt werden, muß der Gewichtsverlust von durchschnittlich 15,99 bzw. 15,15 vH, den sie bei dieser Operation erleiden, als ein recht beträchtlicher bezeichnet werden. Wenn nun auch die Auslaugung des Kalks die Porosität des Mörtels oder Betons einesteils stark erhöht und damit seine Qualität entsprechend herabmindert, so wird diesem Umstand anderseits, wenigstens bei Verwendung harter Wässer, durch die Bildung des sehr voluminösen Calciumcarbonatschlammes bis zu einem gewissen Grad wieder ausgeglichen, indem dieser feine Schlamm eben stark dichtend wirkt.

In der Praxis wirken nun natürlich auch die in dem Wasser der Flüsse und Staubecken stets in mehr oder minder großer Menge feinverteilten mineralischen und vegetabilischen Verunreinigungen helfend mit; denn diese Bestandteile des Wassers bewirken wahrscheinlich schon in relativ kurzer Zeit eine Dichtung der äußersten Schichten einer Betonkonstruktion, bevor durch das Eindringen des Wassers ins Innere des Betons die oben geschilderten Lösungs- und chemischen Vorgänge sich vollständig abgespielt haben.

Auf Grund obiger Untersuchungen, die eine bemerkenswerte Gleichmäßigkeit der schweizerischen Portlandzemente in der Abscheidung von freiem Kalkhydrat beim Anmachen mit Wasser, und daher auch deren sehr ähnliches späteres Verhalten bei dauernder Wasserlagerung darlegen, spielt also die Wahl der Portlandzementsorte keine wesentliche Rolle, wohl aber, wie bereits am Schluß der ersten Abhandlung erwähnt, die chemische Beschaffenheit des Wassers der Stauseen, speziell dessen Gehalt an Bicarbonaten und freier Kohlensäure.

Im Zusammenhang mit dieser Mitteilung seien auch folgende bisher erschienene Abhandlungen obengenannter Kommission aufgeführt: Nr. 1: 25. Februar 1920. Untersuchungen über die Mittel zur Abdichtung von Stauseen, Staudämmen, Staumauern, Stollen usw. Orientierender Vorbericht. Nr. 2: 25. April 1921. Die Ursachen der Undichtigkeit von Stauseen, Staudämmen, Staumauern, Druckstollen, Kanälen usw. und die daraus resultierenden Aufgaben der Abdichtung. Nr. 3: 25. März 1922. Der Hochdruckapparat zur Prüfung der Wasserdurchlässigkeit von Beton. Nr. 4 und Nr. 5: 25. Mai und 25. Juni 1922. Der Lehm als Abdichtungsmaterial. Nr. 6: 25. Juli 1922. Ergebnisse der Abdichtungsversuche mit Lehm in der Versuchsanlage „Manegg". Nr. 7: 25. Nov. 1922. Über die Selbstdichtung von Betonblöcken bei den Wasserdurchlässigkeitsproben. Nr. 8: 25. Februar 1923. Reglement der Versuchsanstalten zur Prüfung der Wasserdurchlässigkeit von Materialien. Mit Anhang zum Reglement. (Beschreibung der Hochdruckapparate zur Prüfung der Wasserdurchlässigkeit von Materialien in der Versuchsanstalt „Letten"). Nr. 9: 25. Mai 1923. Weitere Untersuchungen über die Selbstdichtung von Betonblöcken bei den Wasserdurchlässigkeitsproben. Preis per Exemplar 1 Fr.

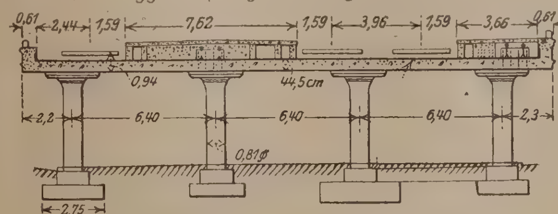
| Laufende Nr. | Kontrollnummer | Spez. Gewicht | Glühverlust | Erhärtungsbeginn | Bindezeit in h | Volumenbeständigkeitsproben | Normengemäße Zug- Festigkeit nach 28 Tagen in kg/cm² | Normengemäße Druck- Festigkeit nach 28 Tagen in kg/cm² | Resultate der Auslaugungsproben mit Leitungswasser: Total Gewichtsverlust nach 10 Auslaugungen vH | Leitungswasser: Gewicht des gebildeten Schlammes vH | destilliertem Wasser: Total Gewichtsverlust nach 10 Auslaugungen vH | destilliertem Wasser: Gewicht des gebildeten Schlamms vH |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| I | 555 | 3,07 | 3,65 | n. 3 h | 15 | bestanden | 43,1 | 598 | 15,20 | 6,57 | 14,40 | 1,21 |
| II | 576 | 3,07 | 3,98 | n. 4 „ | 16 | „ | 37,6 | 371 | 17,23 | 6,82 | 16,83 | 1,54 |
| III | 578 | 3,06 | 4,12 | n. 4,30 „ | 15 | „ | 35,9 | 378 | 16,53 | 6,62 | 16,46 | 1,63 |
| IV | 567 | 3,14 | 1,85 | n. 3,15 „ | 15 | „ | 39,5 | 439 | 16,93 | 6,52 | 15,33 | 1,07 |
| V | 490 | 3,08 | 2,98 | n. 2,45 „ | 14 | „ | 52,4 | 723 | 14,06 | 5,64 | 12,73 | 0,89 |
| | | | | | | | | Mittel: | 15,99 | 6,43 | 15,15 | 1,27 |

[1]) Siehe Nr 7 der „Mitteilungen der Kommission für Abdichtungen des Schweiz. Wasserwirtschaftsverbandes vom 25. November 1922.

## Verwendung von Pilzdecken beim Bau einer Hochbahn.

Nach Engineering News Record Bd. 90, Nr. 13 v. 29. März 1923.

Beim Bau der dreigleisigen Hochbahn in East Orange N. J. wurden 2 Haltestellen von 330 bzw. 250 m Länge in Eisenbeton unter Verwendung des Systems der trägerlosen Decken ausgeführt. Maßgebend für diese Ausbildung war die Forderung einer möglichst großen lichten



Querschnitt durch die Haltestelle.

Höhe für die überquerten Straßenzüge bei möglichst niedriger Konstruktionshöhe für die Hochbahn. Die beigefügte Skizze gibt einen Querschnitt durch eine der Haltestellen abb.; die Ausbildung der andern weicht hiervon insofern ab, als dort die Tragplatte die äußere Säulenreihe nicht überkragt, sondern mit dieser abschließt. Die Platte ist nach dem Vierwegesystem berechnet.

Die aus Vierkanteisen bestehende Bewehrung beträgt etwa:
Längsstreifen über den Säulen 10,1″ = 64 cm²,
,, in Feldmitte . . $9\frac{3}{4}''$ = 32,5 ,,
Querstreifen über den Säulen $12\frac{3}{4}''$ bzw. 14,1″ = 43 cm² bzw. 90 cm²,
Diagonalstreifen . . . . . . $10\frac{3}{4}'$ ,, $14\frac{3}{4}''$ = 36 ,, ,, 50 ,,

(Platten-Stärke 45 bzw. 60 cm). Die Längsabstände der Säulenreihen betragen etwa 6 m. Durchgehende Trennungsfugen von 5 cm Stärke sind in etwa 80—90 m Entfernung angeordnet; an diesen Stellen befinden sich doppelte Säulenreihen mit rd 1,50 m Abstand; die Fugen werden mit Kupferblech überdeckt. Die architektonische Erscheinung des Bauwerks mit der auskragenden Platte ist recht gut, hier kommt das Wesen der Konstruktion klar zum Ausdruck, während dies bei der zweiten Ausbildungsart mit den in der Bauflucht liegenden Endsäulen weniger der Fall ist, weil die End-Halbsäulen nach außen eine Verstärkung und Verkleidung erforderlich machen.

Dipl.-Ing. W. Lydtin.

---

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Das Recht der Mitwirkung der Betriebsvertretung bei Einstellung und Entlassung von Arbeitnehmern.

Von Dr. Brunner, Dresden.

Die Betriebsvertretungen (Betriebsräte, Betriebsobmann) gehen in Verkennung der ihnen durch das Betriebsrätegesetz zustehenden Befugnisse vielfach von der Annahme aus, daß Einstellungen und Entlassungen von Arbeitnehmern nur unter ihrer Mitwirkung oder gar nur mit ihrer Zustimmung vorgenommen werden dürfen. Es ist daher notwendig, den Arbeitgeber immer darauf hinzuweisen, worauf die Rechte der Betriebsvertretung beschränkt sind, damit er ihr nicht, in Unkenntnis der gesetzlichen Bestimmungen über diese hinausgehende Zugeständnisse macht, die dann erfahrungsgemäß nur äußerst schwer wieder zurückgezogen werden können.

Zunächst gilt gegenüber allen Arten von Betriebsvertretungen, daß nach den gesetzlichen Bestimmungen eine Mitwirkung im eigentlichen Wortsinne weder bei Einstellung noch bei Entlassung von Personal in Frage kommt.

Der Betriebsobmann — die Bezeichnung wird in falscher Weise vielfach für den Vorsitzenden des Betriebsrates angewandt, hier ist sie nur in der richtigen, dem gesetzlichen Sprachgebrauch entsprechenden Bedeutung zu verstehen, also als Bezeichnung für die Einzelperson, die in Betrieben mit weniger als 20 Arbeitnehmern allein die Betriebsvertretung bildet, deren Rechte aber nicht so umfänglich, als die einer vollen Betriebsvertretung sind — kann bei Einstellungen oder Entlassungen überhaupt nicht in Aktion treten, da die Bestimmungen des § 78 Ziff. 8 (Vereinbarung von Richtlinien über die Einstellung von Arbeitnehmern) und Ziff. 9 (Mitwirkung bei Entlassungen nach Maßgabe der §§ 84 ff. des Betriebsrätegesetzes) für den Betriebsobmann keine Anwendung finden (vgl. § 92 des Betriebsrätegesetzes). In Betrieben mit in der Regel weniger als 20 Arbeitnehmern ist somit ein Einspruch gegen eine Kündigung nach Maßgabe des Betriebsrätegesetzes nicht möglich und nicht statthaft. Beschwerden, die in solchen Fällen trotzdem an den Schlichtungsausschuß kommen, müssen von vornherein abgewiesen werden.

Bei der Einstellung von Arbeitnehmern in Betrieben, die in der Regel mehr als 20 Arbeitnehmer beschäftigen, hat der Arbeiter- oder Angestelltenrat (evtl. auch der Betriebsrat, wenn dieser nur aus Arbeitern oder Angestellten besteht) nur eine Möglichkeit, in gewisser Beziehung mitzuwirken, nämlich dann, wenn nach § 78 Ziffer 8 des BRG Richtlinien über die Einstellung von Arbeitnehmern vereinbart worden sind, im Rahmen dieser Richtlinien. Der Arbeitgeber kann aber nicht gezwungen werden, solche Richtlinien zu vereinbaren. Der Arbeiterrat oder Angestelltenrat soll nach § 78 Ziffer 8 allerdings den Versuch machen, mit dem Arbeitgeber zu einer solchen Vereinbarung zu kommen. Läßt sich dieser aber nicht darauf ein, so gibt es kein Zwangsmittel, den Widerstrebenden zur Vereinbarung solcher Richtlinien zu veranlassen, auch nicht durch Anruf des Schlichtungsausschusses, der kein Recht hat, dem Arbeitgeber durch Schiedsspruch aufzuerlegen, Richtlinien zu vereinbaren, durch die der Betriebsvertretung ein Mitwirkungsrecht bei der Besetzung von Arbeitsstellen eingeräumt wird. Es ist dem Arbeitgeber nicht zu empfehlen, Richtlinien zu vereinbaren; solche aufzustellen, ist unnötig, wenn sie nur das im Gesetz an und für sich bereits Festgelegte wiederholen und über die gesetzlichen Befugnisse hinaus der Betriebsvertretung noch weitere Zugeständnisse freiwillig zu machen, dazu besteht für den Arbeitgeber durchaus kein Anlaß. Von Arbeitnehmerseite wird natürlich immer versucht werden, solche Richtlinien zu vereinbaren, um Bestimmungen in dieselben hineinzubringen, die ihre gesetzlichen Rechte erweitern. Wird tatsächlich dem Verlangen der Arbeitnehmer entsprochen, so ist zu beachten, daß das BRG für den Inhalt der Richtlinien zwei bindende Vorschriften gibt: eine positive insofern, als es anordnet, daß die Einstellung eines Arbeitnehmers nicht von seiner politischen, militärischen, konfessionellen oder gewerkschaftlichen Betätigung, von der Zugehörigkeit oder Nichtzugehörigkeit zu einem politischen, konfessionellen oder beruflichen Verein oder einem militärischen Verband abhängig gemacht werden darf und eine negative, als es untersagt, daß die Einstellung von der Zugehörigkeit zu einem bestimmten Geschlecht abhängig gemacht wird (§ 81 des BRG). Richtlinien, die diese Bestimmungen nicht enthalten, sind auf jeden Fall nichtig und es wird sich daher empfehlen, dieselben wörtlich aufzunehmen. Ausdrücklich ist im § 81 Absatz 4 noch gesagt, daß im Rahmen der Richtlinien — und das gilt natürlich erst recht, wenn keine solchen vereinbart sind — über die Einstellung des einzelnen Arbeitnehmers der Arbeitgeber allein ohne Mitwirkung oder Aufsicht des Arbeiterrats oder Angestelltenrats zu entscheiden hat. Sind Richtlinien vereinbart, so hat der Arbeitgeber selbstverständlich auch die Pflicht, sie zu beachten, verstößt er dagegen, so kann die Betriebsvertretung gegen die Einstellung Einspruch erheben und es sind die Bestimmungen des § 82 des BRG anzuwenden. Über den Einspruch wird schließlich im Schlichtungsverfahren entschieden. Der gefällte Spruch ist endgültig. Daraus ergibt sich, daß die Vereinbarung von Richtlinien, deren Inhalt die Rechte der Betriebsvertretung erweitert, für den Arbeitgeber noch den in seiner Tragweite vielfach gar nicht von vornherein abschätzbaren Nachteil hat, daß über die Einstellung von Personal letzten Endes der mit den Verhältnissen des Betriebes in keiner Weise vertraute Schlichtungsausschuß entscheidet, die Betriebsleitung also zur Marionette gemacht wird.

Auch dafür, daß der Betriebsrat bei der Entlassung eines Arbeitnehmers mitwirken müsse, bietet das Gesetz keine Handhabe. Es ist lediglich ein Ausfluß des Willens des Arbeitgebers, ob und wann er einen Arbeiter entlassen will. (Selbstverständlich im Rahmen der gesetzlichen Bestimmungen.). Erst nach der Entlassung steht dem gekündigten Arbeitnehmer nach § 84 des BRG das Recht zu, bei dem Arbeiter- oder Angestelltenrat Einspruch gegen die Kündigung zu erheben. Dieser Einspruch muß aber, um beachtet werden zu können, spätestens am 5. Tage nach der Kündigung erhoben werden. Die Gründe des Einspruchs müssen dargelegt und die Beweise ihrer Berechtigung vorgebracht werden. Erachtet der Arbeiter- oder Angestelltenrat seine Anrufung für begründet, so hat er zu versuchen, durch Verhandlungen eine Verständigung mit dem Arbeitgeber binnen einer Woche herbeizuführen. Gelingt diese Verständigung binnen einer Woche nicht, so kann der Arbeiter- oder Angestelltenrat oder der betreffende Arbeitnehmer selbst binnen weiterer 5 Tage den Schlichtungsausschuß anrufen.

Die Frist von einer Woche beginnt von dem Tage ab zu laufen, an dem die Verhandlungen des Arbeiter- oder Angestelltenrates mit dem Arbeitgeber begonnen haben. An diese Wochenfrist schließen sich dann die weiteren 5 Tage unmittelbar an. Ist beispielsweise einem Arbeiter am 5. eines Monats gekündigt worden, so kann er spätestens am 10. beim Arbeiterrat Einspruch erheben. Hat er dies beispielsweise am 6. getan und der Arbeiterrat hat pflichtgemäß am 9. versucht, eine Verständigung mit dem Arbeitgeber herbeizuführen, dann beginnt die Wochenfrist vom 10. an zu laufen. Sie ist am 16. (falls dies ein Sonntag ist, am 17.) abgelaufen. Binnen weiterer 5 Tage, also spätestens am 21. (bzw. 22.) muß der Schlichtungsausschuß angerufen sein. Nur wenn die gesetzlichen Fristen strikte eingehalten sind, kann der Schlichtungsausschuß überhaupt in Verhandlungen eintreten. Erachtet der Arbeiter- oder Angestelltenrat seine Anrufung für nicht begründet, so gibt es für den Arbeitnehmer keine Möglichkeit, gegen seine Entlassung etwas zu tun. Er kann in diesem Falle auch nicht etwa selbst den Schlichtungsausschuß anrufen. Versucht er dies doch, so muß der Schlichtungsausschuß auf jeden Fall seine Beschwerde zurückweisen.

Zu beachten ist noch folgendes:

Nach § 15 Absatz 2 des BRG werden der Arbeiterrat durch die Arbeiter-, der Angestelltenrat durch die Angestelltenmitglieder des Betriebsrates gebildet. Sind dies nur ein oder zwei Mitglieder, so haben auch sie die Rechte und Pflichten des Arbeiter- oder Angestelltenrates. Besteht sonach die Arbeiter- oder Angestelltenvertretung als Teil der Gesamtbetriebsvertretung in einer Einzelperson, so ist diese in ihren Rechten und Pflichten nicht als Betriebsobmann ihrer Arbeitnehmergruppe anzusehen, sondern sie wird als Arbeiter- bzw. Angestelltenrat im Sinne des § 78 des BRG behandelt. In diesem Falle hat sie dann auch die dementsprechenden Befugnisse, soweit solche nach dem im vorstehenden Gesagten überhaupt in Frage kommen.

Schließlich ist noch auf den § 74 des BRG hinzuweisen, wonach dann, wenn infolge von Erweiterung, Einschränkung oder Stillegung eines Betriebes sich die Einstellung oder Entlassung einer größeren Zahl von Arbeitnehmern erforderlich macht, der Arbeitgeber verpflichtet ist, sich mit dem Betriebsrat möglichst längere Zeit vorher über Art und Umfang der erforderlichen Einstellungen und Entlassungen ins Benehmen zu setzen. Daß dabei auch ein Einvernehmen wegen der Sache hergestellt wird, ist nicht notwendig. Auch ohne Einver-

ständnis des Betriebsrates mit den von dem Arbeitgeber geplanten Maßnahmen kann der Arbeitgeber die ihm notwendig dünkenden Entlassungen oder Einstellungen vornehmen.

Alle weitergehenden Ansprüche der Betriebsräte, bei Einstellungen oder Entlassungen mitzuwirken, sind ausdrücklich zurückzuweisen.

## 5. ordentliche Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft

gemeinsam mit dem

## Zentral-Verein für deutsche Binnenschiffahrt

am 25. und 26. Mai 1923 in Regensburg.

Die Hauptversammlung, die trotz der Ungunst der Zeit gut besucht war, reiht sich würdig an die früheren Tagungen an.

Besonders wertvoll war es, daß die Tagung diesmal gemeinschaftlich mit dem Zentralverein für deutsche Binnenschiffahrt stattfand, und so Gelegenheit bot zu fruchtbringender Aussprache zwischen Fachleuten und Vertretern verschiedener Industrien.

Nach einer kurzen geschäftlichen Sitzung wurden Vorträge gehalten, die z. Z. besonderes Interesse bieten.

Der Vortrag von Staatsrat Dr. von Grassmann, München, befaßte sich mit dem Thema: „Die süddeutschen Wasserstraßen im Rahmen des Deutschen Wasserstraßen-Netzes und der deutschen Binnenschiffahrt.

Der Vortragende zeigte die verschiedenartige Entwicklung der Wasserstraßen in Nord- und Süddeutschland. Er wies ferner auf die natürlichen und künstlichen Hemmungen für die geringe Entwicklung der süddeutschen Wasserstraßen hin.

Der Redner legte die bisherige tatsächliche Entwicklung als Schiffahrtstraßen und Verkehrseinrichtungen dar und berichtete über den neuesten Stand derselben. Hierbei zeigte er den Einfluß des neuen verfassungsrechtlichen und internationalen Rechtes.

Sodann behandelte der Redner die Projekte und das Ziel der süddeutschen Bewegung, wie auch die verkehrspolitischen, technischen und finanziellen Fragen.

Der Vortragende betonte, daß ein Zusammenschluß zwischen Rhein und Donau allerseits gewünscht wird, und wies auf den immer größer werdenden Verkehr auf der Donau von Südwesten, Nordwesten und Norddeutschland hin, was durch interessante Angaben über die rasche Entwicklung des Regensburger Hafens bewiesen wurde.

Ministerialrat Krenzer, München, sprach über bautechnische Einzelheiten der süddeutschen Wasserstraßen und ihrer Hafenanlagen.

Der Redner weist auf ein Referat von Direktor Kern vom Jahre 1922 hin, in welchem die Südwestdeutschen Wasserstraßen und Hafenanlagen bereits eingehend behandelt wurden. Er gibt einen kurzen Überblick über die gesamten süddeutschen Wasserstraßen in Verbindung des Mains und der Donau und deren Knotenpunkte und Verkehrsstrecken. Sodann berichtet der Redner über die Hafenanlagen. In Lichtbildern zeigte der Vortragende die Ausfuhrmöglichkeiten nach seinen eigenen Entwürfen, und die Hauptumschlagsplätze, die sich nach den Berechnungen des Bayerischen Tarifamtes ergaben.

Handelskammersyndikus Dr. Dücker, Hamburg, hielt zum Schluß einen Vortrag über die Beziehungen Süddeutschlands zu den deutschen Seehäfen.

Er verwies darauf, daß die süddeutschen Wasserstraßenprojekte für die deutschen Seehäfen von großer Bedeutung sind. Da Süddeutschland ein Hinterland ist, so habe es einenteils große Verluste, die aber wieder durch aufblühende Industrie den größten Einfluß auf die Ein- und Ausfuhrtätigkeit bei den deutschen Seehäfen ausüben. Durch ein großes Hinterland gewinnen die deutschen Seehäfen, da sie für den Handel gebraucht werden. Hand in Hand damit geht die Notwendigkeit einer deutschen Flotte für das gesamte Reich und im besonderen für Süddeutschland.

Im Anschluß an die Tagung fanden eine Besichtigung des Regensburger Hafens und ein Ausflug zu der Arbeitsstelle an der Kachletstufe der Großschiffahrtsstraße Rhein—Main—Donau statt.

Die durch den rührigen Geschäftsführer Baurat Baritsch der Hafenbautechnischen Gesellschaft wohlvorbereitete Tagung war in jeder Beziehung trotz des schlechten Wetters wohlgelungen.

Besondere Anerkennung verdient die von Dr.-Ing. E. Foerster-Hamburg mustergültig redigierte Sondernummer der Zeitschrift „Werft — Reederei — Hafen", die der Verlag Julius Springer sehr schön ausgestattet hat.

E. Probst-Karlsruhe.

---

# PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. April 1923.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 59 612. Siemens & Halske A.-G., Siemensstadt b. Berlin. Mehrstelliges Signal mit Kraftantrieb; Zus. z. Pat. 356 246. 29. IV. 22.

Kl. 20 i, Gr. 17. C 31 985. Dr. Alexander Coppola-Fabrizj, Berlin, Adolfstr. 12b. Einrichtung zum selbsttätigen Umstellen mehrerer elektrischer Apparate (Weichen, Signalvorrichtungen) vom Wagen aus. 24. IV. 22.

Kl. 20 i, Gr. 34. K 83 455. Anton Kaminski, Dortmund, Nordstr. 39. Elektrische Eisenbahnsignalvorrichtung. 29. IX. 22.

Kl. 37 f, Gr. 7. L 54 814. Dr. Karl Lehmann und Emil Diepenbrock, Wattenscheid. Verfahren zum Richten von unter der Wirkung von Bodensenkungen aus ihrer Lage geratenen Gebäuden; Zus. z. Anm. L 52 168. 23. I. 22.

Kl. 84 d, Gr. 2. H 91 088. Dipl.-Ing. Robert Hoffmann, Charlottenburg, Lohmeyerstr. 15. An dem Löffenstiele schwenkbarer Baggerlöffel. 8. IX. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. April 1923.

Kl. 20 i, Gr. 40. Sch 65 507. Scheidt & Bachmann, Rheydt. Signalantrieb mit Kupplungsmagneten. 18. VII. 22.

Kl. 81 c, Gr. 26. D 41 562. Georg Diancourt, Niederbonsfeld bei Essen. Vorrichtung zum Aufnehmen und Verladen von Massengut in Bergwerken, Steinbrüchen u. dgl. 10. IV. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. April 1923.

Kl. 19 f, Gr. 1. G 47 327. Gewerkschaft „Werder", Hannover. Verfahren und Vorrichtung zum Auffahren von Strecken und Querschlägen. 28. X. 18.

Kl. 37 b, Gr. 3. K 80 229. Wilhelm Kallenbach, Gotha. Verfahren zur Herstellung von vollwandigen Holzträgern. 20. XII. 21.

Kl. 84b, Gr. 1. K 82 759. Fried. Krupp Akt.-Ges., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Torverschluß für Schiffshebewerke. 20. VII. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. April 1923.

Kl. 19 a, Gr. 11 St. 35 047. Georg Stierl, Berlin-Steglitz, Steinstr. 5. Schienenbefestigung auf eisernen Schwellen. 11. X. 21.

Kl. 19 a, Gr. 31. W 60 967. The Woods-Gilbert Rail Remodelling Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin W 8. Maschine zum Bearbeiten von Schienen mit vor dem Triebwagen angehängten, in der Längsrichtung geteilten Werkzeugwagen. 11. IV. 22.

Kl. 35 b, Gr. 1. R 51 976. Ropeways Limited u. Ernest Roe, London; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Seilstützvorrichtung für Kabelkrane od. dgl. 7. I. 21. Großbritannien 15. I. 20.

Kl. 80 b, Gr. 1. M 78 731. Dr. Paul Mecke, Unna i. W. Verfahren zur Herstellung eines wasserdichten Kellenspritzputzes. 18. VIII. 22.

Kl. 81 e, Gr. 18. L 54 662. Otto Lindner, Hindenburg, O.-S., Promenade 2. Fördervorrichtung für Spülversatzgut u. dgl. 4. I. 22.

Kl. 84 d, Gr. 5. D 41 429. Carl Doerr, Zeitz. Vorrichtung für die Verteilung des Baggergutes bei Doppelschütterbaggern. 17. III. 22.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. April 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. 376 012. August Winz, Essen, Hedwigstr. 3. Durch einen Doppelkeil einstellbarer, mehrteiliger, eiserner Grubenstempel. 5. X. 20. W 56 402.

Kl. 5 c, Gr. 4. 376 347. Haniel & Lueg G. m. b. H., Düsseldorf-Grafenberg. Anschluß der von unten aufgebauten, eisernen Schachtauskleidung an den festliegenden Keilkranz. 23. II. 22. H 88 844.

Kl. 20 a, Gr. 12. 376 405. Richard Petersen, Oliva b. Danzig; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Seilhängebahn. 26. X. 21. P 43 065.

Kl. 20 i, Gr. 4. 376 106. Johann Salzmann u. Hermann Müller, Horstmar. Kletterweiche für Grubenbahnen. 17. VIII. 22. S 60 652.

Kl. 20 i, Gr. 11. 376 019. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schaltung für umsteuerbare Nebenschlußmotoren, insbesondere zur Bewegung von Eisenbahnweichen, Schranken u. dgl. 21. V. 21. S 56 553.

Kl. 20 i, Gr. 35. 376 352. James Bernard Regan, New York, V. St. A.; Vertr.: A. Rohrbach, Pat.-Anw., Erfurt. Induktions-Zugkontrollsystem. 7. VI. 22. R 56 065.

Kl. 37 b, Gr. 3. 376 047. Dornier-Metallbauten G. m. b. H., u. Dipl.-Ing. Claudius Dornier, Friedrichshafen a. B. Metallener Hohlträger; Zus. z. Pat. 372 639. 28. XII. 17. Z 10 254.

Kl. 42 c, Gr. 9. 276 121. Optische Anstalt C. P. Goerz Akt.-Ges.-Berlin-Friedenau. Stereophotogrammetrisches Auswertgerät. 6. IX. 21. O 12 534.

Kl. 42 c, Gr. 9. 376 122. Optische Anstalt C. P. Goerz Akt.-Ges., Berlin-Friedenau. Kartierungsgerät für Meßbilder. 16. XI. 21. O 12 652.

Kl. 80 b, Gr. 3. 376 074. Jura-Ölschiefer-Werke A.-G., Stuttgart. Verfahren zur Gewinnung eines zementähnlichen Bindemittels aus Ölschieferschlacke. 28. VIII. 21. J 21 916.

Kl. 80 b, Gr. 3. 386 075. Jura-Ölschiefer-Werke, A.-G., Stuttgart. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Bindemittels aus Ölschieferschlacke. 28. VIII. 21. J 21 917.

Kl. 80 b, Gr. 5. 376 077. Jura-Ölschiefer-Werke A.-G., Stuttgart. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Bindemittels. 28. VIII. 21. J 21 918.

Kl. 80 b, Gr. 6. 176 001. Dr. Rudolf Hennicke u. Kaliwerke Salzdetfurth Akt.-Ges., Salzdetfurth. Verfahren zur Gewinnung eines mit Wasser abbindenden Mittels aus Anhydrit. 15. II. 20. H 80 027.

Kl. 84 a, Gr. 3. 376 269. Pierre Samain, Cusy, Frankreich; Vertr.: H. Caminer, Pat.-Anw., Berlin W 62. Selbsttätiger Wasserstandsregler für Talsperren usw. 30. IX. 21. S 57 699. Belgien 29. IX. 20.

Kl. 84 a; Gr. 6. 376 003. Fa. J. M. Voith, Heidenheim, Brenz. Rechenreinigungsvorrichtung mit Rechenharke. 17. VI. 22. V 17 536.

Kl. 84 c, Gr. 5. 376 270. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Verfahren zur Herstellung von Unterwassertunneln; Zus. z. Pat. 315 867. 27. V. 15. S 43 947.

Kl. 85 e, Gr. 4. 376 338. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beiertheimer Allee 70. Notauslaßkläranlage. 15. XII. 21. G 55 450.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. April 1923.

Kl. 20 g, Gr. 1. 376 457. Gg. Noell & Co., Maschinen- und Eisenbahnbedarfsfabrik, Brückenbauanstalt, Würzburg. Laufkranz für Drehscheiben mit geteilten Hauptträgern. 30. IV. 22. N 21 060.

Kl. 37 b, Gr. 4. 376 740. Johann Eilert Orvin, Christiania; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Stütz- und Tragbügel für Eiseneinlagen. 1. XI. 18. O 10 801.

Kl. 37 b, Gr. 5. 376 499. Dipl.-Ing. Karl Wegmann, Münster i. W., Salzstr. 41. Einrichtung zum Befestigen von Gegenständen an Eisenbetonkonstruktionen. 2. VIII. 22. W 61 812.

Kl. 37 b, Gr. 5. 376 741. Franz Schüller, Wien; Vertr.: H. Licht, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verbindung von Hölzern durch Ringdübel. 13. I. 22. Sch 63 867. Österreich 3. II. 21.

Kl. 80 a, Gr. 7. 376 776. Karl Stichert, Bln-Weißensee, Trarbacher Str. 19. Mischmaschine mit drehender Trommel. 29. VII. 19. St 32 216.

Kl. 80 b, Gr. 1. 376 535. Ernst Sture Qvidinger, Stockholm; Vertr.: Dr. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Säurefester Mörtel. 19. XII. 20. Q 1136. Schweden 24. IX. 19.

Kl. 80 b, Gr. 3. 376 606. Jura-Ölschiefer-Werke A.-G., Stuttgart. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Bindemittels. 11. XII. 19. Z 11 298.

Kl. 80 b, Gr. 13. 376 536. Werner Heydt, Freilassing, O.-B. Verfahren zur Verbesserung der Haftfestigkeit von Mörtel und Putz an Holz. 3. I. 22. H 88 304.

Kl. 84 c, Gr. 4. 376 452. Alexander Georgievitch Rotinoff, London; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil und M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. T. R. Koenhorn und Dipl.-Ing. C. Noll, Berlin SW 11. Kuppelung von mehreren in verschiedener Höhe auf ein Vortreibrohr schlagenden Rammbären. 3. VI. 21. R 53 154.

Kl. 84 c, Gr. 5. 376 453. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Verfahren zur Herstellung von Unterwassertunneln. 9. X. G. 14. S 43 071.

Kl. 84 d, Gr. 2. 376 696. Friedrich Els, Kleinangezd u. Heinrich Loos, Teplitz-Schönau, Böhmen; Vertr.: Dr. Alexander-Katz u. F. Bornhagen, Pat.-Anwälte, Berlin SW 48. Baggerlöffel mit durch Zahnbogen bewegter Bodenklappe. 23. IX. 21. E 27 157.

Kl. 85 c, Gr. 6. 376 679. Dr.-Ing. Karl Imhof und Heinrich Blunk, Essen, Zweigertstr. 57. Verfahren zur Heizung von Schlammfaulröhren. 14. VII. 21. I 21 745.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Schwebelift und Schwebefähre. Von Professor Richard Petersen-Danzig. Sonderabdr. aus der Verkehrstechnik. 1922. Heft 31. Verlag Ullstein A.-G. Berlin SW.

Der Verfasser behandelt in der ihm eigenen klaren und eindrucksvollen Weise zunächst die Begriffe Schwebelift und Schwebefähre, jene neuen Beförderungsmittel, die mit den bisher bekannten Bauweisen der Luftseilbahnen sowie der Zahnradbahnen und Seilbahnen jetzt in Wettbewerb treten. Durch die Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft sind dem Verfasser Mittel zur Klärung der neuen Bauweisen durch Modellversuche zur Verfügung gestellt worden. Über die sehr günstigen Ergebnisse dieser seiner Versuche berichtet der Verfasser. Er weist hierbei nach, daß die neuen Bauarten in manchen Fällen den bisherigen Bauweisen überlegen und dort vorteilhaft sind, wo die bisherigen Bauarten mehr oder weniger versagen. Auf Grund seiner Versuche stellt Petersen fest, daß Schwebefähren und -lift die Möglichkeit neuer Verkehrsverbindungen eröffnen, die bisher überhaupt nicht in Betracht kamen. Die neue Bauart ist beispielsweise namentlich verwendbar für den Personenverkehr zwischen Orten, die durch unwegsames Gelände getrennt sind, also beispielsweise im Hochgebirge, im gleichen Sinne aber auch für Steinbrüche und als Hilfsgerät beim Bau in schwierigem Gelände. Die wertvolle, nur 20 Seiten umfassende Arbeit sei allen Fachkollegen und allen den Kreisen, die ein Interesse an der Erschließung unserer Hochgebirgswelt haben, bestens empfohlen. M. F.

Unternehmer-Taschenbuch.

Zu dem im Hefte 7 dieses Jahrgangs besprochenen Werke ist soeben wieder ein neuer Zahlenanhang nach dem Stande vom 15. Mai erschienen. Der Umstand, daß dies bereits der vierte innerhalb von 8 Monaten ist, beweist zur Genüge, wie der Verlag Julius Forkel u. Co., Stuttgart, bemüht ist, dieses jedem Unternehmer und in leitender Stellung tätigen Angestellten sehr zu empfehlende kleine Lexikon stets auf dem Laufenden zu erhalten. Dieser neue Nachtrag enthält alle in der jüngsten Zeit eingetretenen Änderungen auf dem Gebiete der Wirtschaft, des Verkehrs, des Versicherungswesens und der Arbeiterfragen.

## STELLENÜBERSICHT.

113. Oberingenieur für Außendienst in Schlesien, in Bauleitung u. Akquisition erf., von Beton-A.-G. in dauernde Stellung mit Prokura ges. Angeb. unter X. 544 a. d. Verlag d. D. Bztg. (30. 5.)

114. Dipl.-Ing. mit gut. statischen Kenntnissen u. nachweisbar gründlicher Erf. im Eisenbetonbau v. rheinischer Großunternehmung ges. Bew. unter G. 528 a. d. Verlag d. D. Bztg. (30. 5.)

115. Ingenieur, unverheiratet, für Projektierung von Wasserturbinenanlagen, gewandt im Verkehr mit der Kundschaft, zum 1. Juli von größerem techn. Büro in Berlin ges. Angeb. unter Nr. 441 a. d. Zeitschrift „Die Wasserkraft“. (1. 6.)

116. Regbmstr. Baugeschäft in Westfalen sucht tüchtige Kraft, mögl. Dr.-Ing., welcher bes. in Betonarbeiten erf. ist. Alter 30—40 Jahre, Wohnung vorh. Ev. Direktorposten und Beteiligung. Angeb. unter U 565 a. d. Verlag d. D. Bztg. (6. 6.)

117. Jüngerer Statiker für Eisenbetonbau zur Unterstützung des Oberingenieurs ges. Angeb. unter T. E. 1557 an die Annoncen-Expedition K. Mestenmacher, Dortmund. (D. Bztg. 6. 6.)

118. Jüngerer Dipl.-Ing., gewandter, zuverlässiger Statiker u. Konstrukteur, für Eisenbeton-Abteilung ges. Gustav Richter A.-G., Plauen i. V. (D. Bztg. 9. 6.)

119. 2 Ingenieure mit Erf. in Bearb. von Stadtbewässerungs- und Entwässerungsanlagen von Bau-A.-G. in Köln ges. Angeb. unter Q. 586 a. d. Verlag d. D. Bztg. (9. 6.)

120. Regbmstr. oder Dipl.-Ing. als Leiter des Ing.-Büros, erster Statiker u. Konstrukteur, erf. in Kalkulation des Hoch- und Tiefbaus, mit langj. Erf. und guten Beziehungen zu Behörden und Industrie ev. mit Prokura ges. Hüser & Co., Obercassel, Siegkreis (D. Bztg. 9. 6.)

121. Dipl.-Ing. mit erstklassigen statischen Kenntnissen u. mehrj. Praxis für Zentralbüro größerer Eisenbetonunternehmung Norddeutschlands als selbstst. Ingenieur ges. Ang. unter F. 576 a. d. Verlag d. D. Bztg. (9. 6.)

122. Eisenbeton-Ingenieur, guter Statiker, sauberer Zeichner, mit mindestens 2jähr. Praxis von Spezialfirma nach Dortmund ges. Angeb. unter V. 591 a. d. Verlag d. D. Bztg. (13. 6.)

123. Bauleiter mit langjähr. Praxis für Ausführung von 15 km elektrischer Kleinbahn ges. Angeb. unter Z 595 a. d. Verlag d. D. Bztg. (13. 6.)

124. Abteilungsleiter für Abteilung allgemeine Baustoffe von bedeutender schlesischer Großhandlung ges. Angeb. U. 590 a. d. Verlag d. D. Bztg. (13. 6.)

125. Bauing. mit langj. Praxis zur selbstst. Leitung eines umfangreichen Betonbaues im besetzten Gebiet ges. Angeb. unter A. 601 a. d. Verlag d. D. Bztg. (13. 6.)

126. Eisenbetoningenieur ges. Ältere erf. Herren werden bevorzugt. H. Kropp & Co., Beton- u. Eisenbetonbauunternehmung, Bremen, Caprivistr. 6.

127. Dipl.-Ing. als Teilhaber, Organisator u. Geschäftsführer zur Gründung von Abwasserklärgesellschaft ges. Kapital vorh. Angeb. unter 328a a. d. Verlag d. Zentralblattes (13. 6.)

128. Bauleiter u. Leiter für Bauabteilung mit theoret. u. prakt. Erf. in techn., kaufm. u. organisatorischer Hinsicht in Entwurf, Berechnung, Ausführung, Einkauf u. Abrechnung von industriellen Unternehmen zum 15. Juli oder 1. August ges. Angeb. unter P. C. 1618 an Invalidendank, Annoncen-Exp., Berlin W 9 (Zentralblatt 13. 6.).

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang | 15. Juli 1923 | Heft 13

## DIE BERECHNUNG DER KNICKFESTIGKEIT MEHRFACH GESTÜTZTER STÄBE.

*Von Dr. H. Zimmermann.*

Ein allgemeines Verfahren, nach dem man die Knickbedingung für einen vollwandigen Stab mit von Feld zu Feld veränderlicher Last und Querschnittsgröße ohne irgendwelche Rechnung nach einfachen Regeln anschreiben kann, ist zum ersten Male im Jahre 1909 bekanntgegeben worden[1]). Der Leichtigkeit des Ansatzes steht aber dabei die Beschwerlichkeit der Auflösung gegenüber. Die Knickbedingung erscheint in Gestalt einer der Null gleichzusetzenden Determinante, die bei größerer Felderzahl viele Glieder hat. Ihre Auswertung bietet zwar keinerlei theoretische Schwierigkeiten, kann aber weitläuftige und zeitraubende Zahlenrechnungen erfordern. Unangenehm macht sich auch der Umstand geltend, daß die Auflösung nach einer der Größen die der Entwurfsbearbeiter wissen möchte, meist nicht in geschlossener Form, sondern nur durch wiederholtes Probieren zu erreichen ist. Es hat daher nicht an Bemühungen gefehlt, diesen aus der großen Allgemeinheit der Lösung entspringenden Mängeln abzuhelfen[2]). Ich selbst habe mich daran beteiligt, indem ich die für die Knickfestigkeit des an den Enden elastisch eingespannten Stabes maßgebenden Gesetze heranzog und den Begriff der Spannziffer einführte. So konnte wenigstens die Notwendigkeit der wiederholten probeweisen Ausrechnung der Knickdeterminanten beseitigt werden Näheres findet der Leser an der unten genannten Stelle. In dieser Richtung wollen wir nun weiter vorgehen, indem wir zeigen, wie die Knickfestigkeit des Stabes von Feld zu Feld, also schrittweise, ermittelt werden kann. Dadurch werden die Knickdeterminanten für die Querschnittsberechnung entbehrlich. Als Hilfsmittel zur Erforschung von Gesetzmäßigkeiten dagegen dürften sie, wie bisher, so auch ferner gute Dienste leisten.

### I. Die Knickfestigkeit eines Feldes.

#### A. Die Einspannungen.

Jedes Feld eines mehrfach gestützten Stabes ist an den Enden durch die Verbindung mit den übrigen Feldern elastisch eingespannt. Bevor die Knickbedingung für einen solchen Fall erörtert werden kann, ist festzustellen, was unter der Einspannung verstanden und wie sie gemessen werden soll. Es entspricht dem Gebrauch, einen Stab als eingespannt zu bezeichnen, wenn an irgendeiner Stelle ein äußeres Moment auftreten kann, daß in der Anfangslage Null ist, bei Beanspruchung des Stabes durch andere Einflüsse aber der Formänderung entgegenwirkt. Man nennt die Einspannung s t a r r, wenn sie jede Änderung der Achsenrichtung des Stabes verhindert, e l a s t i s c h, wenn sie eine solche Änderung (gleichgültig in welchem Sinne sie erfolgen möge) nur vermindert. Dabei wird vorausgesetzt, daß dies nicht nur einmal, sondern auch bei wiederholten Formänderungen und immer in gleichem Maße geschehe. Das führt auf die Frage der Messung des Einspannungsgrades. Es liegt nahe, nach dem in der Festigkeitslehre allgemein üblichen Verfahren anzunehmen, daß der Widerstand, also hier das Einspannungsmoment, sich nach Größe und Sinn verhalte wie die ihn hervorrufende Formänderung, d. h. wie die Neigungsänderung oder Verdrehung der Stabachse gegen ihre Anfangslage an der Einspannstelle.

[1]) Siehe Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften 1909, Seite 180 u. 348: „Die Knickfestigkeit des geraden Stabes mit mehreren Feldern." Von dieser und den anderen weiterhin erwähnten akademischen Arbeiten sind auch Sonderdrucke erschienen.

[2]) Vgl. z. B. Boros, Die Knickfestigkeit mehrfach gestützter Stäbe, Zentralbl. d. Bauverwaltung 1922, Seite 233. Die Anwendung der Spannziffer ist im gleichen Jahrgang auf Seite 389 behandelt.

Auf dieser Grundlage ist nun weiter vorzugehen. Dazu sind Bezeichnungen für die verschiedenen Größen nötig. Sie werden gemäß Abb. 1 mit wagerechter Anfangslage des Stabes gewählt, wie folgt:

| | | |
|---|---|---|
| Stabende | links 1; | rechts 2; |
| Einspannungsmoment | ,, $M_1$; | ,, $M_2$; |
| Neigung der Stabachse | ,, $\nu_1$; | ,, $\nu_2$. |

Die Momente sollen (wie bei Trägern) positiv gerechnet werden, wenn sie den Stab nach oben hohl zu krümmen suchen; die Neigungen oder Verdrehungen der Stabachse bei Drehung „rechts herum". In Abb. 1 sind also $M_1$, $M_2$ und $\nu_2$ negativ; nur $\nu_1$ ist positiv.

Abb. 1. Positive Einspannung.

Die unveränderliche, zunächst positiv gedachte Zahl, die das Verhältnis zwischen der Größe der Verdrehung $\nu$ und der des von ihr hervorgerufenen Einspannungsmomentes $M$ mißt, nennen wir S p a n n z i f f e r (abgekürzt aus Einspannungsziffer). Ihre häufige Anwendung und die wichtige Rolle, die sie in den folgenden Untersuchungen spielt, wird den besonderen Namen rechtfertigen. Wir bezeichnen sie (um anzudeuten, daß sie ein Einheitsmoment darstellt) im allgemeinen mit

$$m,$$

und wo sie in verschiedenen Größen auftritt, mit einem Strich für das linke, mit zwei Strichen für das rechte Stabende. Beispielsweise ist in Abb. 1 die

Spannziffer links $m'$; rechts $m''$.

Hiermit erhalten wir jetzt die nachstehenden, die Art und Größe der Einspannung ausdrückenden Grundgleichungen:

$$m' = -\frac{M_1}{\nu_1} \quad \text{und} \quad m'' = \frac{M_2}{\nu_2} \quad \ldots\ldots\ldots (1$$

Die Vorzeichen erklären sich durch folgende Erwägung. Wenn die Stabenden elastisch eingespannt sind, tritt am linken Ende bei positivem (rechts gedrehten) $\nu_1$ ein negatives (links drehendes) Moment $M_1$ auf. Am rechten Ende hat ein positives $\nu_2$ ebenfalls ein linksdrehendes, hier aber positives $M_2$ zur Folge. Da nun die $m$ positive Größen sein sollen, so ist in der Gleichung für $m'$ das Minuszeichen erforderlich. Dies steht in Einklang mit dem, was oben über die Wahl der Vorzeichen im allgemeinen gesagt wurde.

Hier taucht die Frage auf, warum die $m$ bisher positiv angenommen, und ob nicht auch negative $m$ möglich sind. Es würde das offenbar bedeuten, daß eine Verdrehung der Stabachse ein Einspannungsmoment hervorrufen soll, das ihr nicht entgegenwirkt, sondern sie vielmehr noch zu vergrößern sucht — ein etwas befremdender Gedanke. Der Fall ist in Abb. 2 dargestellt. Jetzt haben die Momente $M_2$ und $M_3$ dieselben Vorzeichen wie die $M_1$ und $M_2$ in Abb. 1; die der Neigungen $\nu_2$ und $\nu_3$ sind entgegengesetzt. Den Gleichungen (1) entsprechend ist

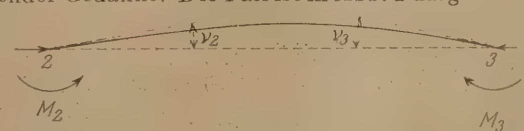


Abb. 2. Negative Einspannung.

$$m' = -\frac{M_2}{\nu_2} \quad \text{und} \quad m'' = \frac{M_3}{\nu_3} \quad \ldots\ldots (2$$

Hieraus ergeben sich negative Werte für $m'$ und $m''$. Die Sache ist mathematisch ganz klar; wie ist sie aber statisch zu deuten?

Wir haben bisher nur den eingespannten Stab betrachtet, ohne uns um den Körper zu kümmern, der die Einspannung bewirkt. Richten wir unser Augenmerk nun einmal darauf, was in ihm vorgeht. Ist er ebenfalls ein biegsamer Stab — ein Fall, um den es sich ja gerade für uns handelt —, so dreht sich das mit dem eingespannten Stabe verbundene Ende in gleichem Sinne mit diesem. Denkt man die Verbindung gelöst und als Ersatz für das innere Einspannungsmoment zwei äußere Momente angebracht, die natürlich miteinander im Gleichgewicht sein müssen, also entgegengesetzten Drehungssinn haben, so entspricht dem am eingespannten Stabe der Verdrehung der Achse entgegenwirkenden Moment ein auf den einspannenden Stab in gleichem Sinne mit der Achsendrehung wirkendes Moment. Dann tritt mithin der in Abb. 2 dargestellte Fall ein, in dem die Größen $m'$ und $m''$ negativ sind. Das braucht selbstverständlich nicht an beiden Enden des Stabes zu geschehen, es kann auch $m$ an einem Ende negativ, am andern positiv sein, wie Abb. 3 zeigt. Beide Stäbe 2—3 können am rechten Ende des Stabes 1—2 angefügt diesem als Einspannung dienen. Dazu ist nur nötig, daß die Neigungen $\nu_2$ und die Momente $M_2$ an der Verbindungsstelle gleich sind. Die Spannziffern des eingespannten und des einspannenden Stabes sind dann hier entgegengesetzt gleich.

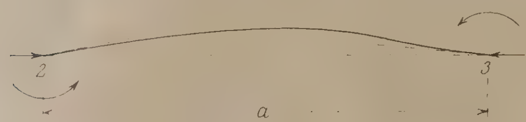


Abb. 3. Negative und positive Einspannung.

Zusammenfassend können wir also jetzt sagen: Eine positive Spannziffer bedeutet, daß das betreffende Stabende von einem angrenzenden eingespannt wird, eine negative Spannziffer, daß es selber das andere einspannt.

Hieraus ist ein wichtiger Schluß zu ziehen. Wenn der an einem Ende beliebig eingespannte oder einspannende Stab sich gerade an der Knickgrenze befindet bei positiver oder negativer Einspannung des anderen Endes, so ist er ohne diese positive Einspannung offenbar zu schwach, ohne diese negative Einspannung dagegen überflüssig stark. Der Satz findet bei der Berechnung von Stäben mit mehreren Feldern nützliche Verwendung. Er läßt sich dahin verallgemeinern, daß durch Vergrößerung der positiven oder Verkleinerung der negativen Einspannung die Tragkraft erhöht, durch das entgegengesetzte Verfahren abgemindert wird. Diese Ausdrucksweise ist aber nicht hinreichend bestimmt; eine schärfere Fassung ergibt sich mit Hilfe der Spannziffer. Nach Gl. (1) ist

$$M_1 = -m'\nu_1; \qquad M_2 = m''\nu_2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (3$$

Bei gleicher Größe der Achsenneigung $\nu$ verhalten sich mithin die Einspannungsmomente wie die Spannziffern. Sie wachsen oder vermindern sich also absolut genommen mit den $m$ unabhängig von deren Vorzeichen. Bei positivem $m$ wirken die Momente aber stützend, die Formänderungen verkleinernd, bei negativem $m$ dagegen angreifend, die Formänderungen vergrößernd. Daraus ersieht man, wie das vorher über die Tragkraft Gesagte zu verstehen ist.

Da es an jedem Stabende für sich gilt, so ergeben sich weitere Folgerungen für den Fall, daß beide Einspannungsziffern zugleich geändert werden. Dann setzt sich die Gesamtwirkung dieser Änderungen offenbar aus den nach vorstehender Regel zu bestimmenden Einzelwirkungen zusammen. Es ist denkbar, daß bei beliebiger Änderung der einen Spannziffer die Änderung der anderen so bestimmt werden kann, daß sich die entsprechenden Teilwirkungen gerade aufheben. Dann bleibt die Tragkraft des Stabes natürlich ungeändert. Haben die Spannziffern beider Enden gleiche Vorzeichen, so muß zu diesem Zweck die eine vergrößert oder verkleinert werden, wenn die andere verkleinert oder vergrößert wird. Haben sie entgegengesetzte Vorzeichen, so müssen beide zugleich vergrößert oder verkleinert werden. Genaueres läßt sich hierüber jetzt noch nicht sagen; erst die weiterhin folgenden Entwicklungen werden die Mittel dazu bieten.

Wir schließen den Abschnitt mit zwei allgemeinen Bemerkungen. Der Drehungssinn der Einspannungsmomente und derjenige der Neigungsänderungen der Stabachse bedingen sich gegenseitig. Über den Sinn, in dem die Drehung gegebenenfalls erfolgt, ist aber hierdurch nichts festgesetzt. So kann sich z. B. der in Abb. 1 dargestellte Stab ebensowohl nach oben wie nach unten biegen. Ferner ist die Zuordnung der Spannziffern eines Feldes zu den Stabenden willkürlich, d. h. es macht keinen Unterschied, ob $m'$ am linken und $m''$ am rechten Ende wirkt oder umgekehrt. Man darf sie also in allen Formeln miteinander vertauschen.

### B. Die Knickbedingung.

Das Bedürfnis nach Übersichtlichkeit hat früher dazu genötigt, für häufig wiederkehrende zusammengesetzte Ausdrücke abkürzende Bezeichnungen anzuwenden, die wir zunächst erklären müssen. Es ist

$$s = \left(\frac{\alpha}{\sin\alpha} - 1\right)\frac{1}{a S}; \qquad t = \left(1 - \frac{\alpha}{\operatorname{tang}\alpha}\right)\frac{1}{a S} \quad . \; . \; . \; (4$$

Für den hierin auftretenden Hilfswinkel $\alpha$ kommen drei verschiedene Gleichungen in Betracht:

$$\alpha = a\sqrt{\frac{S}{E J}} = \pi\sqrt{\frac{S}{K_0}} = \pi\sqrt{\frac{J_0}{J}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (5$$

Der erste Ausdruck ist der allgemeine. Wo nur die Stabkraft $S$ veränderlich ist, der zweite zu benutzen, in dem $K_0$ die Knickkraft nach Euler für den gleichen Stab bei frei drehbaren Enden bedeutet. Tritt dagegen nur das Trägheitsmoment $J$ des Stabquerschnittes als Veränderliche auf und bezeichnet $J_0$ denjenigen Wert von $J$, bei dem die vorhandene Stabkraft $S$ den Stab mit frei drehbaren Enden an die Knickgrenze bringen würde, so ist der dritte Ausdruck verwendbar. (Der Zeiger Null von $J_0$ und $K_0$ deutet darauf hin, daß diese Größen für einen Stab mit der Einspannung Null gelten.)

Damit ist die Reihe der Bezeichnungen noch nicht zu Ende. Der Wunsch, die Teile von $s$ und $t$, die Funktionen von $\alpha$ sind, in Tafeln für die Anwendung bereitzustellen, führt dazu, die Faktoren $a S$ (als nicht von $\alpha$ abhängig) von $s$ und $t$ zu trennen. Wir setzen demgemäß:

$$s a S = \left(\frac{\alpha}{\sin\alpha} - 1\right) = (s) \quad \text{und} \quad t a S = \left(1 - \frac{\alpha}{\operatorname{tang}\alpha}\right) = (t) \quad (6$$

worin nun die Größen $(s)$ und $(t)$ reine Funktionen von $\alpha$ sind. Die Schreibweise deutet an, daß $s$ und $t$ die Sinus und Tangenten enthalten und daß $(s)$ und $(t)$ nur die eingeklammerten Teile der Größen $s$ und $t$ darstellen[3]).

Die Knickfestigkeit von Stäben mit elastischer Einspannung ist zum ersten Male in den Sitzungsberichten der Akademie der Wissenschaften allgemein untersucht worden[4]). Der Raum gestattet es nicht, die Ableitung der dort gefundenen Ergebnisse hier zu wiederholen. Wir müssen uns damit begnügen, dieserhalb auf die unten genannten Quellen zu verweisen, aus denen der Leser auch die nachstehend benutzten Gleichungen entnehmen kann.

Die Knickbedingung für den an beiden Enden verschieden elastisch eingespannten Stab lautet:

$$1 + (t)\frac{m' + m''}{a S} + [(t)^2 - (s)^2]\frac{m' m''}{a^2 S^2} = 0 \quad . \; . \; . \; . \; . \; (7$$

[3]) Die Zeichen $s$ und $t$ finden sich zuerst in der Abhandlung über die Knickfestigkeit des Stabes mit mehreren Feldern auf Seite 183. (Vgl. Anmerkung 1.) Die $(s)$ und $(t)$ nebst einer kleinen Zahlentafel in meinem Schriftchen „Die Knickfestigkeit der Druckgurte offener Brücken" (Berlin 1910).

[4]) In der gleichnamigen Abhandlung des Jahrganges 1921, Seite 775. — Vgl. auch Zentralbl. d. Bauverwaltung 1922, Seite 36.

Um Raum und Schreibarbeit zu sparen, kürzen wir noch einmal ab:

$$\frac{m'}{a\,S} = \mu'; \qquad \frac{m''}{a\,S} = \mu''; \qquad (t)^2 - (s)^2 = \boldsymbol{(u)} \quad . \; . \; . \; (8$$

Die $m$ sind Momente (für den Verdrehungswinkel $\nu = 1$), die Produkte $a\,S$ aus der Stablänge $a$ und der Stabkraft $S$ ebenfalls; also sind die $\mu$ reine Zahlen. Die Größe $(u)$ („Unterschied“) ist ebenso wie $(s)$ und $(t)$ eine Funktion nur von $\alpha$; sie wird am besten zugleich mit diesen tafelmäßig berechnet und zusammengestellt[5]).

Jetzt geht die Knickbedingung (7) in die einfachere Form über:

$$\mathbf{1} + \boldsymbol{(t)}\,(\mu' + \mu'') + \boldsymbol{(u)}\,\mu'\,\mu'' = \mathbf{0} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (9$$

Daraus ist jedes $\mu$ leicht als Funktion des anderen und von $\alpha$ zu berechnen. Beispielsweise ergibt sich:

$$\mu'' = -\,\frac{1 + (t)\,\mu'}{(t) + (u)\,\mu'} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (10$$

Die Auflösung nach $\mu'$ hätte genau dieselbe Gleichung, nur mit Vertauschung von $\mu'$ und $\mu''$ geliefert. (Diese Vertauschbarkeit entspricht der Bemerkung am Schluß des vorigen Abschnittes.)

Bei unveränderlichem $\alpha$ ist (9) eine Gleichung zweiten Grades in $\mu'$ und $\mu''$. Es läßt sich zeigen, daß sie eine gleichseitige Hyperbel darstellt, deren $\mu$-Achsen zu den Asymptoten gleichlaufend sind und von ihnen den Abstand $(t) : (u)$ haben. Führt man in (9) statt $\mu'$ und $\mu''$ die neuen Veränderlichen $\mu' + (t) : (u)$ und $\mu'' + (t) : (u)$ ein, so erhält man die auf die Asymptoten bezogene Gleichung:

$$\left[\mu' + \frac{(t)}{(u)}\right]\left[\mu'' + \frac{(t)}{(u)}\right] = \left[\frac{(s)}{(u)}\right]^2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (11$$

Je zwei zusammengehörige, sonst aber beliebige $\mu$, vermehrt um dieselbe Größe $(t) : (u)$, ergeben also ein unveränderliches stets positives Produkt.

Mit Hilfe dieses Ergebnisses läßt sich die gegenseitige Abhängigkeit der Spannziffern beider Stabenden gut veranschaulichen, da ja die Eigenschaften der gleichseitigen Hyperbel sehr einfacher Art sind. Wir werden weiterhin davon ausgiebigen Gebrauch machen. Für die Festigkeitsberechnung dürfte sich die Gleichung (11) weniger empfehlen als Gleichung (10), die natürlich dasselbe Gesetz ausdrückt. Wir haben in ihr ein verhältnismäßig einfaches Mittel zur Berechnung der Spannziffer für das eine Ende eines an der Knickgrenze befindlichen Stabes, wenn die Spannziffer für das andere bekannt und die Anordnung des Stabes (Länge, Last und Querschnitt) gegeben ist.

Wie die Gleichung (10) der Berechnung eines mehrfach gestützten Stabes dienstbar gemacht werden kann, wird später gezeigt. Als Vorbereitung dafür sollen jetzt nur noch einige besondere Fälle behandelt werden, die gewisse Grenzzustände der Knickung eines Feldes betreffen.

1. Es sei die Spannziffer am linken Ende eines Stabes Null, der Stab also dort frei drehbar gelagert. Dann folgt mit

$$\mu' = 0$$

aus (10):

$$\mu'' = \frac{m''}{a\,S} = -\,\frac{1}{(t)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (12$$

Mit dem hieraus zu berechnenden $m''$ muß der Stab am rechten Ende eingespannt werden, wenn er die Knickbedingung erfüllen soll. Wäre $(t) = \infty$, was für $\alpha = \pi$ eintritt, so brauchte das rechte Ende keine Einspannung; der Stab wäre an beiden Enden frei drehbar und wir hätten einen der bekannten Eulerschen Fälle des Knickens. Wäre dagegen $(t) = 0$, so müßte $m'' = \infty$ gemacht, der Stab also am rechten Ende starr eingespannt werden. Dies ist ein anderer der sogenannten Eulerschen vier Knickfälle; er verlangt bekanntlich, daß $\alpha = \operatorname{tang} \alpha = 1{,}43\,\pi$ sei. Dann ist in der Tat die Bedingung $(t) = 1 - \alpha : \operatorname{tang} \alpha = 0$ erfüllt.

2. Die Spannziffer am linken Ende des Stabes sei unendlich groß, der Stab mithin starr eingespannt. Dann ist in (10)

$$\mu' = \infty$$

zu setzen, was auf

$$\mu'' = \frac{m''}{a\,S} = -\,\frac{(t)}{(u)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (13$$

führt. Das ergibt den zur Erfüllung der Knickbedingung erforderlichen Betrag der Einspannungsziffer für das rechte Ende. Ist $(t) : (u) = 0$, so erhält man wieder den zweiten vorher besprochenen Fall, da ein solcher Wert nur bei $(t) = 0$ auftritt. Wäre dagegen $(t) : (u) = \infty$, was voraussetzt, daß $\alpha = 2\,\pi$, so müßte auch das rechte Ende starr eingespannt werden und wir hätten einen dritten Eulerschen Knickfall.

3. Nun wollen wir annehmen, der Stab sei an beiden Enden gleich eingespannt, so daß man

$$\mu' = \mu'' = \mu$$

setzen kann. Mit diesen Werten geht Gleichung (9) über in

$$(1 + (t)\,\mu)^2 - (s)^2\,\mu^2 = \bigl(1 + [(t) + (s)]\,\mu\bigr)\,\bigl(1 + [(t) - (s)]\,\mu\bigr) = 0.$$

Die Knickbedingung zerfällt also in zwei Teile

$$(14) \; . \; . \; 1 + [(t) + (s)]\,\mu = 0 \quad \text{und} \quad 1 + [(t) - (s)]\,\mu = 0 \; . \; . \; (15$$

was darauf hindeutet, daß zwei verschiedene Arten des Knickens möglich sind. Die Sache liegt hier ähnlich wie bei dem Stab mit frei drehbaren Enden, dessen Biegelinie beim Knicken eine einfach bogenförmige oder eine S-förmige Gestalt annehmen kann. Die Bedingungen (14) und (15) liefern für $\mu$ die Werte:

$$(16) \quad \mu = \frac{m}{a\,S} = -\,\frac{1}{(t) + (s)} \quad \text{und} \quad \mu = \frac{m}{a\,S} = -\,\frac{1}{(t) - (s)} \quad (17$$

Sie sind unter den Eulerschen Knickfällen nicht vertreten.

4. Ein vierter Sonderfall liegt vor, wenn

$$\mu' = -\mu \quad \text{und} \quad \mu'' = \mu,$$

also wenn die Spannziffern $m'$ und $m''$ entgegengesetzt gleich sind. Dann wirkt der Stab am linken Ende mit demselben Absolutwert der Spannziffer einspannend, mit dem er selber am rechten Ende eingespannt wird, etwa so wie in Abb. 3 angedeutet. Aus (9) oder (10) ergibt sich die Knickbedingung:

$$\mu = \frac{m}{a\,S} = \pm\sqrt{\frac{1}{(u)}} \quad \text{oder} \quad \frac{1}{\mu^2} = (u) \quad . \; . \; . \; . \; (18$$

Hieraus läßt sich ein bemerkenswerter Schluß ziehen. Da $(u)$ für $\alpha = \pi$ unendlich groß und für $\alpha > \pi$ negativ wird, so folgt, daß ein reelles von Null verschiedenes $\mu$ nur bei $\alpha < \pi$ möglich ist. Danach kann ein bei $\mu = 0$ an der Knickgrenze befindlicher Stab, der an einem Ende eine negative Einspannung leisten soll, nicht dadurch an der Knickgrenze erhalten werden, daß man ihn selber am anderen Ende mit dem gleichen $\mu$ positiv einspannt. Sein $\alpha$ ist vielmehr zu verkleinern, so daß er stärker wird, als er bei fehlender Einspannung sein müßte. Das Maß dafür gibt die Gleichung (18) an, die ebenso wie (16) und (17) bei Euler nicht vorkommt.

5. Dies Ergebnis regt eine andere Frage an. Ein bei frei drehbaren Enden an der Knickgrenze befindlicher Stab wird am linken Ende mit beliebigem $\mu'$ eingespannt. Wie muß die Einspannung des rechten Endes gewählt werden, damit der Stab an der Knickgrenze bleibt? Für

$$\alpha = \pi$$

ist $(u) = \infty$ und $(t) : (u) = 1 : 4$. Diese Werte in (10) einsetzend erhält man die Knickbedingung

$$\mu'' = -\,\frac{1}{4 + 1 : \mu'} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (19$$

[5]) Ich habe das bereits ausgeführt und gedenke, die umfangreiche Tafel zu veröffentlichen, sobald die Zeitverhältnisse es gestatten. Ein Auszug folgt hier am Schluß. Die oben an verschiedenen Stellen auftretenden Zahlenwerte sind ihm größtenteils entnommen. Über die Berechnungsweise findet der Leser nähere Angaben im Jahrgang 1923 der Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften auf Seite 55. Das dort veröffentlichte Kurvenbild ist auch dem vorliegenden Aufsatz am Schluß beigegeben, wozu die Akademie in freundlicher Weise den Stock hergeliehen hat. (Sonderdruck unter dem Titel „Die Größen $s$ und $t$ der Knicktheorie“.)

Wir wollen hieraus $\mu''$ für eine Reihe von $\mu'$ berechnen:

$\mu' = 0$; 0,1 ; 1 ; 10 ; 100 ; 1000 ; $\infty$ ;
$\mu'' = 0$; $-0{,}0714$; $-0{,}2$; $-0{,}2439$; $-0{,}2494$; $-0{,}2499$; $-0{,}25$.

Die Zahlen lehren, daß der Stab am linken Ende mit $\mu' = 1$ eingespannt, am rechten Ende mit $\mu'' = -0{,}2$ einspannend wirken kann, ohne sich von der Knickgrenze zu entfernen. Diese Leistung wächst sehr langsam selbst bei schnell zunehmenden $\mu'$ und erreicht die Höchstgrenze $-0{,}25$ bei $\mu' = \infty$. Schon bei $\mu' = 100$ ist aber ein nur um 1 : 400 unter dem Höchstbetrag liegender Wert von $\mu''$ erreicht. Man erkennt hieraus, daß es für die Anwendung ziemlich belanglos ist, ob man mit $\mu' = 100$ oder mit $\mu' = \infty$ rechnet. Auch in anderen Fällen nähern sich die mit hinlänglich großen $\mu$ berechneten Ergebnisse dem zu $\mu = \infty$ gehörenden Grenzwert asymptotisch. Dadurch werden die von manchen Seiten wegen der physischen Unmöglichkeit einer vollkommen starren Einspannung gegen die Rechnung mit $\mu = \infty$ erhobenen Bedenken entkräftet. Wie für $\mu$ gilt das natürlich auch für die Spannziffer $m$, da sich ja beide gemäß Gleichung (8) nur durch den als unveränderlich angenommenen Faktor $\alpha S$ unterscheiden.

Die durch die Gleichungen (12), (13), (16) und (17) sowie (18) ausgedrückten Lösungen der vier ersten Sonderfälle zeigen die gemeinsame Eigentümlichkeit, daß die linken Seiten nur die Größen $\mu$, die rechten nur Funktionen von $\alpha$ enthalten. Dadurch wird es ermöglicht, $\alpha$ und somit nach (5) auch die erforderlichen Querschnittsmaße des Stabes aus diesen Gleichungen zu berechnen, wenn außer dem gegebenen $\mu'$ — nämlich

$$\mu' = 0; \quad \infty; \quad \mu''; \quad -\mu''$$

— auch $\mu''$ bekannt ist. Es sind dazu allerdings Zahlentafeln oder Kurvenbilder der entsprechenden Funktionen von $\alpha$ nötig. Die Tafeln können natürlich bei genügender Ausdehnung genauere Werte liefern; die Kurvenbilder sind dagegen bequemer und übersichtlicher. Als Beispiele mögen der schon in Anmerkung 5 erwähnte Auszug aus einer größeren Tafel und die beiden Bilder am Schluß dieses Aufsatzes dienen. Das erste gibt eine allgemeine Darstellung des Verlaufes der in der Unterschrift genannten Größen; das zweite ist den vorher behandelten ersten drei Sonderfällen angepaßt, wobei $\mu''$ in zehnfach größerem Maßstabe als die Höhen des ersten Bildes aufgetragen wurde. Um es zu benutzen, braucht man nur eine Wagerechte in der Höhe von $\mu''$ zu ziehen. Ihr Schnitt mit den die Einzelfälle betreffenden Kurven $\mu'$ bestimmt dann ohne weiteres den zugehörigen Wert von $\alpha$. Mit Hilfe der Zahlentafel wird sich der Leser danach leicht ein vollkommeneres Bild in größerem Maßstabe und weiteren Grenzen herstellen können.

### C. Die verschiedenen Gleichgewichtszustände.

Im Abschnitt A ist der Einfluß der verschiedenen Arten von Einspannungen und ihr Zusammenwirken schon kurz besprochen. Wir sind jetzt durch die im vorigen Abschnitt gewonnenen Hilfsmittel in die Lage gesetzt, den Gegenstand etwas eingehender zu erörtern. Der erste Schritt möge darin bestehen, daß wir uns an Hand der Gleichung (10) ein Bild von dem Gesamtverlauf der Größen $\mu'$ und $\mu''$ für ein gegebenes $\alpha$ verschaffen. Es wurde schon bemerkt, daß er durch eine gleichseitige Hyperbel dargestellt werden kann. Um dies auszuführen, müssen wir ein $\alpha$ wählen. Den in der Wirklichkeit vorkommenden Verhältnissen entspricht es, $\alpha$ in der Nähe von $\pi$ anzunehmen. Wir setzen demgemäß beispielsweise

$$\alpha = \pi$$

und denken uns $\mu''$ aus (10) mit einer Reihe verschiedener, den ganzen Bereich von $-\infty$ bis $+\infty$ durchlaufender $\mu'$ berechnet. In (19) liegt die dem Fall angepaßte Form von (10) vor, so daß diese Aufgabe sehr leicht zu erfüllen ist, wie früher bereits teilweise geschehen. Es ist nicht nötig, größere Zahlenreihen hier anzuführen; die Auftragung in Abb. 4 genügt für unsere Zwecke und hat überdies den Vorzug größerer Anschaulichkeit. Sehen wir, was sie uns lehrt.

Wir gehen von $\mu' = 0$ aus und lassen es das positive Gebiet bis $\mu' = \infty$ durchlaufen. Das Bild zeigt, daß wir uns vom

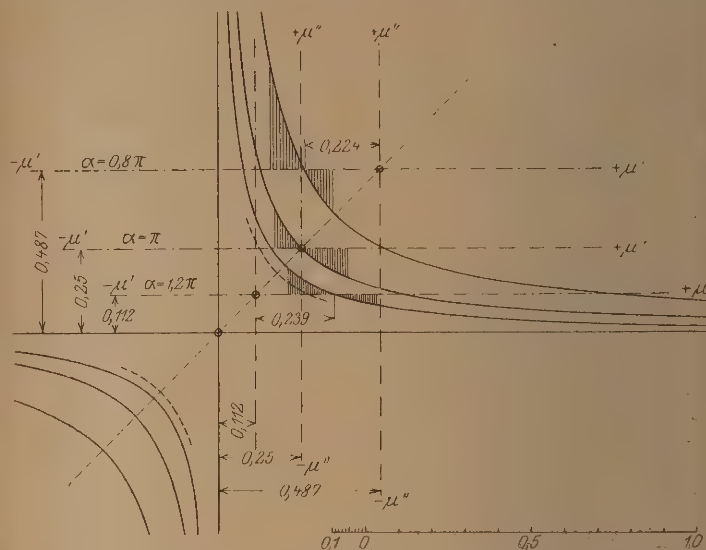



Abb. 4. Gegenseitige Abhängigkeit von $\mu'$ und $\mu''$ bei verschiedenen Werten von $\alpha$.

Scheitel des positiven Zweiges der Hyperbel aus auf dessen rechter Hälfte bewegen, wobei $\mu''$ die negativen Werte 0 bis $-0{,}25$ durchläuft. Es entspricht das den im Beispiel 5 des vorigen Abschnittes angeführten Zahlenreihen. Nun möge $\mu'$ von 0 aus das negative Gebiet bis $\mu' = -\infty$ durchlaufen. Dann wird $\mu''$ zuerst positiv und wächst bis $\mu'' = \infty$, wenn $\mu'$ den Wert $-0{,}25$ erreicht. Der zugehörige Kurvenpunkt liegt auf der senkrechten Asymptote im positiv Unendlichen. Sobald $\mu'$ den Wert $-0{,}25$ auch nur um einen verschwindend kleinen Betrag überschreitet, springt $\mu''$ in das negativ Unendliche um. Bei weiterem Fortschreiten von $\mu'$ nach der negativen Seite durchläuft $\mu''$ die Werte des ganzen negativen Zweiges der Hyperbel von $\mu'' = -\infty$ bis $\mu'' = -0{,}25$. Hier sind also $\mu'$ und $\mu''$ beide negativ, während sie im positiven Zweig der Hyperbel stets entgegengesetzte Vorzeichen hatten.

Im Abschnitt A ist das Gegeneinanderwirken von Einspannungen mit ungleichen Vorzeichen genügend erörtert. Es bietet dem Verständnis keine Schwierigkeiten. Anders liegt die Sache, wenn beide Spannziffern negativ sind. Dann soll ein Stab, der sich schon bei frei drehbaren Enden an der Knickgrenze befindet, noch auf angrenzende, der Einspannung bedürftige Stäbe eine solche ausüben, d. h. Einspannungsmomenten widerstehen, die seine Formänderung zu vergrößern suchen. Das läßt sich nur dadurch erklären, daß die Natur der Biegelinie des Stabes bei dem plötzlichen Sprung des $\mu''$ von $+\infty$ zu $-\infty$ eine wesentliche Veränderung erleidet, die ein Seitenstück hat in den bekannten verschiedenen Gleichgewichtslagen des Stabes ohne Einspannung. Verfolgen wir diesen Gedanken etwas weiter.

Wenn sich ein an der Knickgrenze befindlicher Stab ohne Einspannung einfach bogenförmig biegt, so kann er unmöglich noch zwei Momente aufnehmen, die die Verdrehung der Stabenden zu vergrößern suchen. Ist die Biegung des Stabes dagegen S-förmig, so vervierfacht sich seine Tragkraft, und nun sind bei gleichbleibender Last solche Momente nicht nur zulässig, sondern sogar notwendig, wenn der Stab an der Knickgrenze bleiben soll. Ein Blick auf Abb. 5 macht das sofort klar. Wir können also sagen: Wenn $\mu''$ die Grenze $\pm\infty$ nach der negativen Seite hin überschreitet, was allgemein geschieht bei

$$\mu' = -\frac{(t)}{(u)} \qquad (20$$

so nimmt die Biegelinie des Stabes die S-Form an.

Daß die hier gegebene Erklärung richtig ist, kann man auf folgende Art beweisen. Der gegebene Stab sei an beiden Enden gleich eingespannt. Dann gelten die Formeln (16) und (17) des dritten Beispieles im vorigen Abschnitt. Da wir hier $\alpha = \pi$ vorausgesetzt haben, so ist (wie die Zahlentafel zeigt)

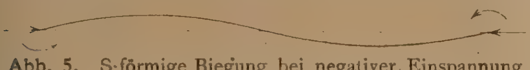


Abb. 5. S-förmige Biegung bei negativer Einspannung.

$$(t) + (s) = \infty \text{ und } (t) - (s) = 2.$$

Damit folgt aus den genannten Formeln, daß entweder

$$\mu = 0 \quad \text{oder} \quad \mu = -\frac{1}{2}$$

sein muß. Ein ohne Einspannung an der Knickgrenze befindlicher Stab kann hiernach die Knickbedingung auch mit Einspannung erfüllen, wenn er an beiden Enden mit $\mu = -1:2$, also negativ eingespannt wird. Eine einfach bogenförmige Biegung kann er dabei nicht annehmen, denn für diese gilt $\mu = 0$. Er muß sich also S-förmig biegen mit einem Wendepunkt in der Mitte, wie in Abb. 5. Das ist die Voraussetzung, unter der ein solcher Stab die Knickgrenze erreichen kann. Ob das geschieht, hängt von äußeren Einflüssen ab, da ja der Sinn der tatsächlich stattfindenden Drehung der Stabenden nicht durch das Vorzeichen der Spannziffern bestimmt wird. Ohne einen die S-Form erzeugenden Zwang ist der Stab auch bei negativen Einspannungsmomenten nicht gehindert, sich einfach bogenförmig zu verbiegen und zu knicken. Das Gleichgewicht ist mithin bei S-förmiger Biegung unsicher (labil), gerade so wie bei Stäben mit frei drehbaren Enden[6]).

Der im Eingange gemachten Annahme gemäß gilt diese ganze Betrachtung zunächst nur für einen Stab, dessen $\alpha = \pi$ ist. Wir wollen nun untersuchen, wie sich die Sache bei kleineren und größeren Werten von $\alpha$ verhält und nehmen als Beispiel

$$\alpha = \mathbf{0{,}8}\,\pi$$

an. In Abb. 4 ist die dazu gehörige Hyperbel schon dargestellt. Sie zeigt einen ähnlichen Verlauf wie die für $\alpha = \pi$; jedoch liegt der Schnittpunkt der $\mu$-Achsen nicht mehr im Scheitel des positiven Zweiges, sondern rechts davon, und darüber im Abstande

$$\frac{(t)}{(u)} = 0{,}487$$

von den Asymptoten. Für alle positiven $\mu'$ ist $\mu''$ negativ; bei $\mu' = 0$ ist $\mu'' = -0{,}224$. Der jetzt um 56 vH stärkere Stab kann also am rechten Ende ein Einspannungsmoment aufnehmen, auch wenn das linke frei drehbar ist, und sogar noch bis zu $\mu' = -0{,}224$. In diesem Bereich müssen beide Spannziffern negativ sein, um den Stab an der Knickgrenze zu erhalten. Erst wenn $\mu'$ den Wert $-0{,}224$ nach der negativen Seite hin überschreitet, ist ein positives $\mu''$ zur Erhaltung des Gleichgewichtes nötig. Ist $\mu'$ bei $-0{,}487$ angelangt, so muß $\mu'' = +\infty$ sein, und überschreitet $\mu'$ den angegebenen Wert, so springt $\mu''$ nach der Seite $-\infty$ in den negativen Zweig der Hyperbel hinüber. Es kann jetzt nur noch bei S-förmiger Biegung (unsicheres) Gleichgewicht bestehen. In dieser Beziehung unterscheidet sich der jetzige Fall nicht von dem früheren, sondern nur darin, daß auch bei einfacher Bogenform an beiden Enden in gewissen Grenzen negative Einspannung geleistet werden kann. Bei einem Stab, der sich ohne Einspannung überhaupt nicht an der Knickgrenze befindet, sondern dafür um 56 vH zu stark ist, bedarf das keiner Erklärung. Nimmt $\alpha$ noch weiter ab, so wird das Gebiet, in dem an beiden Enden negative Einspannung geleistet werden kann und zur Erreichung der Knickgrenze geleistet werden muß, immer größer und der Punkt, wo $\mu''$ von $+\infty$ in $-\infty$ übergeht, weiter hinausgeschoben. Bei $\alpha = 0$ mit $(t):(u) = \infty$ rücken die $\mu$-Achsen und die zugehörigen Hyperbelzweige ins Unendliche.

Wir betrachten nun einen ohne Einspannung beispielsweise um 31 vH zu schwachen Stab mit

$$\alpha = \mathbf{1{,}2}\,\pi.$$

Abb. 4 zeigt auch die hierzu gehörige Hyperbel. Ihre $\mu$-Achsen liegen im Abstand

$$\frac{(t)}{(u)} = 0{,}112$$

von den Asymptoten. Wenn $\mu' = 0$, also das linke Ende frei drehbar ist, muß das rechte mit $\mu'' = 0{,}239$ positiv eingespannt werden, um den Stab an der Knickgrenze zu erhalten. Erst wenn $\mu' > 0{,}239$ wird, kann der Stab am rechten Ende eine negative Einspannung leisten. Ist $\mu'$ negativ, so muß $\mu''$ positiv und $> 0{,}239$ sein. Erreicht $\mu'$ den Wert $-0{,}112$, so wird $\mu'' = \pm\infty$ und findet der Sprung zum negativen Zweig der Hyperbel mit den vorher besprochenen Folgen statt. Er tritt jetzt schon bei viel kleineren Absolutwerten des negativen $\mu'$ ein. Daß nicht zugleich an beiden Enden eine negative Einspannung geleistet werden kann, ist bei der Schwäche des Stabes verständlich. Wird er noch schwächer, mithin $\alpha > 1{,}2\,\pi$, so rücken die $\mu$-Achsen gegen die Asymptoten vor und die Hyperbelzweige folgen ihnen in einem gewissen Abstand immer langsamer.

Wenn

$$\alpha = \operatorname{tang}\alpha = \mathbf{1{,}430\,30}\,\pi\,^{7)} \quad \ldots \ldots \ldots (21$$

wird, ist $(t) = 1 - \alpha : \operatorname{tang}\alpha = 0$ und damit auch $(t):(u) = 0$; also fallen die $\mu$-Achsen mit den Asymptoten zusammen. Die Scheitel der beiden Hyperbelzweige haben jetzt ihren kleinsten Abstand von den Asymptoten, nämlich

$$\frac{(s)}{(u)} = 0{,}178\,465 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots (22$$

erreicht, und die Gleichung (11) geht in die Form

$$\mu'\,\mu'' = 0{,}031\,850$$

über. Daraus folgt, daß die $\mu$ entweder beide positiv oder beide negativ sein müssen; in letzterem Falle ist das Gleichgewicht unsicher.

Bei weiterer Zunahme von $\alpha$ wird $(t):(u)$ negativ — wie die bei all diesen Betrachtungen zu verwendende Zahlentafel zeigt — und die $\mu$-Achsen setzen ihre Bewegung fort, um bei $\alpha = 2\pi$ im negativ Unendlichen zu verschwinden. Die Hyperbelzweige dagegen kehren um und verschwinden bei $\alpha = 2\pi$ im Unendlichen, woher sie von $\alpha = 0$ an gekommen sind. Die Einzelheiten nach dem Muster der vorhergehenden Beispiele zu verfolgen, bleibe dem Leser überlassen.

Hiermit sind die Beziehungen zwischen den beiden Spannziffern eines Feldes im allgemeinen und ist insbesondere die Bedeutung des negativen Zweiges der Hyperbeln als Kennzeichen unsicherer Gleichgewichtslagen wohl genügend klargestellt sowie auch die Verwandtschaft dieser Lagen mit den sicheren aufgedeckt. In der bisherigen Behandlung der Knicktheorie standen sich diese zweierlei Lagen unvermittelt und ohne Zusammenhang gegenüber. Die vorstehende Betrachtung lehrt, daß sie sich bei Heranziehung veränderlicher elastischer Einspannungen lückenlos aneinander schließen. Daß alle auf die $\mu$ bezüglichen Schlüsse ihre Geltung behalten, wenn man $\mu'$ und $\mu''$ vertauscht, braucht kaum noch hervorgehoben zu werden.

Nunmehr können wir zu unserem Hauptgegenstand übergehen.

6) Vgl. die Bemerkung am Schluß des Abschnittes A. — Daß der Zustand der S-förmigen Biegung beim Knicken eines Stabes ohne Einspannung unsicher ist, habe ich vor kurzem streng bewiesen. S. Die Bautechnik 1923, Seite 19.

7) Knickbedingung für den an einem Ende starr eingespannten, am anderen frei drehbaren Stab. S. die Bemerkungen zu Gl. (12). — Die zugehörige Grenzlage des Hyperbelzweigs ist in Abb. 4 gestrichelt angegeben.

## II. Die Knickfestigkeit des ganzen Stabes.

### D. Das Aneinanderreihen der Felder.

Die gegenseitige Einwirkung benachbarter Felder ist schon im Abschnitt A erwähnt. Es hat sich dort gezeigt, daß die Einspannung, deren ein Feld bedarf, um den Stab an die Knickgrenze zu bringen, durch die angrenzenden Felder zu leisten ist, und daß das Feld umgekehrt die Einspannung bewirken muß, wenn das Nachbarfeld ohne sie zu schwach sein würde. Damit das tatsächlich geschieht, müssen die Spannziffern für die miteinander verbundenen Enden der Felder entgegengesetzt gleich sein.

Der Satz drückt eine Beziehung zwischen den zum gleichen Knotenpunkt, aber zu verschiedenen Feldern gehörigen Spannziffern aus. Bisher haben wir dieser Unterscheidung nicht bedurft, sondern die Spannziffern des für sich betrachteten Einzelfeldes durch die Striche genügend kennzeichnen können. Bei Vorhandensein mehrerer Felder reicht das nicht aus; wir ergänzen deshalb die Bezeichnung in der Weise, daß wir die Spannziffern den Knotenpunkten durch gleich bezifferte Zeiger zuordnen. Dann ist z. B. für den beliebigen Knotenpunkt 3 und die angrenzenden Felder nach Gleichung (1)

am rechten Ende des linken Feldes: $\frac{M_3}{\nu_3} = m_3''$; am linken Ende des rechten Feldes: $\frac{M_3}{\nu_3} = -m_3'$.

Da sowohl das Biegungsmoment $M_3$ wie auch die Neigungsänderung $\nu_3$ aus Gründen des Gleichgewichtes und der Stetigkeit im Verbindungsquerschnitt für beide Stabenden gleich ist, so folgt, daß dort

$$m_3'' = -m_3' \text{ oder } m_3' + m_3'' = 0 \quad \dots \dots \quad (23$$

sein muß. Damit ist die allgemeine Gültigkeit des vorher angeführten Satzes etwas eingehender nachgewiesen als im Abschnitt A.

Im Abschnitt B sind die Beziehungen zwischen den Spannziffern der beiden Enden desselben Feldes erörtert und die Gleichungen angegeben, mit denen die eine aus der anderen berechnet werden kann, wenn das Feld unter der Wirkung der Stabkraft und der durch die Spannziffern gemessenen Einspannungen an der Knickgrenze ist.

Auf Grund dieser Ergebnisse können wir nun die an der Knickgrenze befindlichen Einzelfelder in folgender Weise zu einem mehrfeldrigen, gleichfalls an der Knickgrenze befindlichen Stabe aneinanderreihen. Mit der Spannziffer des linken Endes, die als eine äußere Einwirkung gegeben sein muß, wird die Spannziffer des rechten Endes des ersten Feldes nach den Regeln des Abschnittes B berechnet. Mit entgegengesetztem Vorzeichen genommen bildet sie die Spannziffer des linken Endes des zweiten Feldes; aus ihr ist die Spannziffer für dessen rechtes Ende nach denselben Regeln zu berechnen wie vorher. Mit entgegengesetztem Vorzeichen genommen stellt sie die Spannziffer des linken Endes des dritten Feldes dar. In gleicher Weise fortschreitend kommt man am linken Ende des letzten Feldes an. Bis hierher mußten, um die Rechnungen ausführen zu können, die Abmessungen und Stabkräfte für alle Felder gegeben sein. Im letzten Felde dagegen soll der erforderliche Querschnitt erst bestimmt werden. Ist der Stab am rechten Ende starr eingespannt oder frei drehbar gelagert, so kann das ohne weiteres nach den im Abschnitt B (für den Stab mit elastischer Einspannung des einen und starrer Einspannung oder freier Drehbarkeit des anderen Endes) gegebenen Gleichungen geschehen. Das so bemessene Endfeld ist dann unter der Wirkung der Einspannungen an der Knickgrenze, ebenso wie alle übrigen Felder und wie der aus ihnen aufgebaute ganze Stab. Die Einzelheiten sind aus dem folgenden Abschnitt zu ersehen.

### E. Der Gang der Rechnung.

Bevor hiernach die Knickfestigkeit eines Stabes mit mehreren Feldern berechnet werden kann, ist die Lagerungsweise der Endpunkte festzustellen. Es werden im gesamten Bauwesen kaum andere Lagerungen angenommen, als solche mit freier Beweglichkeit oder mit starrer Einspannung. Wir könnten uns auch hier damit begnügen, bemerken aber, daß sich unser Rechnungsverfahren auch dann noch allgemein durchführen läßt, wenn ein Stabende elastisch eingespannt ist, unter Umständen selbst bei elastischer Einspannung beider Enden. Allerdings muß die Spannziffer dafür gegeben sein. Das liegt in der Natur der Sache, da sie ja von der Beschaffenheit des einspannenden Körpers abhängt, der kein Teil des Stabes ist.

Um uns kurz ausdrücken zu können, beginnen wir am linken Ende des Stabes und schreiten zum rechten Ende hin. Ferner nehmen wir an, daß alle Querschnitte bis auf den des rechten Endfeldes (etwa nach einem vorläufigen Entwurf) und alle Stabkräfte (mit Berücksichtigung der vorgeschriebenen Sicherheitszahl) gegeben seien. Dann können zuerst aus (5) die $\alpha$ für alle Felder mit Ausnahme des letzten berechnet und aus der Zahlentafel oder einem Kurvenbild die zugehörigen (durch die Gleichungen (6) und (8) bestimmten) Werte von $(t)$ und $(u)$ entnommen werden.

Wir behandeln zuerst den allgemeinsten Fall.

1. Der Stab ist an einem Ende elastisch eingespannt.

Mit der gegebenen Endspannziffer $m_1'$ und den übrigen Größen des ersten Feldes wird zunächst $\mu_1' = m_1' : aS$ aus (8), alsdann $\mu_2''$ aus (10) und damit wieder aus (8) die Spannziffer $m_2'' = \mu_2''.aS$ für das rechte Ende des ersten Feldes berechnet.

Das zweite Feld muß gemäß (23) am linken Ende die Spannziffer $m_2' = -m_2''$ haben. Damit ergibt sich die Spannziffer $m_3''$ für das rechte Ende wieder aus (8) und (10). Natürlich sind die Werte von $a$ und $S$ sowie die Funktionen $(t)$ und $(u)$ jetzt andere, wenn nicht etwa das zweite Feld mit dem ersten in Bau und Belastung übereinstimmt. So kann man fortfahren, bis das rechte Ende des vorletzten Feldes mit dem Knotenpunkt (beispielsweise) 5 und der Spannziffer $m_5''$ erreicht ist. Der entgegengesetzte Wert $-m_5''$ ist dann die Spannziffer $m_5'$ des linken Endes des letzten Feldes.

Wenn nun das rechte Ende des ganzen Stabes frei drehbar oder starr eingespannt ist, so bildet das letzte Feld einen Stab mit elastischer Einspannung des einen und frei drehbarer Lagerung oder starrer Einspannung des anderen Endes. Diese beiden Fälle sind schon im Abschnitt B unter 1 und 2 behandelt, wenn auch nur in der Umkehrung. Da aber — wie schon wiederholt bemerkt — $m'$ und $m''$ in allen nur ein Feld betreffenden Rechnungen miteinander vertauscht werden dürfen, so kann das auch in den Gleichungen (12) und (13) geschehen. Dann sind sie ohne weiteres auf die vorliegenden Fälle anzuwenden. Es gelten also jetzt

bei frei drehbarem Ende die Gleichungen: $-\frac{1}{(t)} = \frac{m_5'}{aS}$; bei starr eingespanntem Ende die Gleichungen: $-\frac{(t)}{(u)} = \frac{m_5'}{aS}$.

Mit den hieraus berechneten Werten der auf der linken Seite stehenden Größen ergibt die Zahlentafel oder das zweite Kurvenbild den zugehörigen Wert von $\alpha$ und schließlich die dritte Gleichung (5) das zur Erfüllung der Knickbedingung nötige Trägheitsmoment $J$ für den Querschnitt des letzten Feldes. Bei Anwendung des Kurvenbildes ist die Vertauschung von $\mu'$ und $\mu''$ zu beachten.

2. Der Stab ist an beiden Enden frei drehbar oder starr eingespannt.

Die Rechnung kann ebenso bewirkt werden wie vorher, wobei man nur mit $m' = 0$ oder $m' = \infty$ an einem Stabende anzufangen braucht. Sie läßt sich aber auch noch in anderer Weise ausführen, indem man an einem beliebigen Knotenpunkt mit einer willkürlich gewählten Spannziffer beginnt und nach den beiden Stabenden hin fortschreitet. Dabei ist genau so zu verfahren wie vorher. Man bemerkt, daß jetzt die Querschnitte beider Endfelder frei bleiben müssen, da ihre Trägheitsmomente durch die Rechnung bestimmt werden. Auf diese Art ergibt sich eine große Mannigfaltigkeit von Lösungen.

3. Der Stab ist symmetrisch zu seiner Längenmitte angeordnet und belastet.

In diesem Sonderfalle dürfen beide Enden elastisch eingespannt sein. Man rechnet von einem Ende her gegen das andere hin wie unter 1, aber nur bis zum Anfang des Mittelfeldes, wenn die Zahl der Felder ungerade ist. Die für das eine Ende dieses Feldes gefundene Spannziffer muß der Symmetrie wegen auch am anderen Ende vorhanden sein. Das Feld bildet also einen an beiden Enden gleich eingespannten Stab, dessen Knickbedingung in der Gleichung (16) gegeben ist[8]). Sie liefert mit dem gefundenen $m$ den Wert von $(t) + (s)$. In der Zahlentafel oder dem Kurvenbild findet man das zugehörige $\alpha$ und damit aus (5) das für das Mittelfeld nötige Trägheitsmoment.

Sind die Enden starr eingespannt oder frei drehbar, so kann man das Trägheitsmoment des Mittelfeldes passend annehmen, das zugehörige $m$ aus (16) bestimmen und damit nach dem Stabende zu rechnen. Dabei ergeben sich auch die Trägheitsmomente der Endfelder (wie beim zweiten Verfahren unter 2).

Ist die Felderzahl gerade, liegt also ein Knotenpunkt in der Mitte des Stabes, so ist dort die Spannziffer für die beiden angrenzenden Felder der Symmetrie wegen Null. Bei elastischer Einspannung der Enden sind die Hälften des Stabes genau so zu berechnen wie der an einem Ende elastisch eingespannte, am anderen frei drehbare Stab unter 1. Es ergibt sich das Trägheitsmoment für die beiden mittelsten Felder. Sind die Enden des Stabes starr eingespannt oder frei drehbar gelagert, so kann man nach Belieben vom Ende her gegen die Mitte rechnen oder umgekehrt. Im ersten Fall findet man das Trägheitsmoment für die beiden mittelsten Felder, im zweiten für die beiden Endfelder.

**F. Vorsichtsmaßregeln.**

Daß die Spannziffern eines Feldes der Knickbedingung (Gl. (9), (10) oder (11)) genügen, beweist noch nicht, daß der danach berechnete Stab in sicherem Gleichgewicht ist, denn die Bedingung umfaßt alle möglichen Lagen. Dieser Umstand wurde im Abschnitt C ausführlich erörtert. Es soll jetzt gezeigt werden, wie die hieraus beim Aneinanderreihen von Feldern entspringende Gefahr zu erkennen und zu vermeiden ist. Sie tritt ein, wenn ein Feld zur Erhaltung des Gleichgewichtes eine Einspannung ausüben soll, die es nur leisten kann, indem es sich S-förmig biegt. Das geschieht nach Gleichung (20), sobald $\mu$ an einem Stabende negativ und sein Absolutwert größer wird als der zugehörige Wert von $(t):(u)$.

Handelt es sich z. B. um die beiden Felder

| | 2—3 | 3—4 |
|---|---|---|
| mit der Länge | $a_{23}$ | $a_{34}$ |
| und Stabkraft | $S_{23}$ | $S_{34}$, |

so ist nach (23)

$$m_3'' = \mu_3'' a_{23} S_{23} = - m_3' = - \mu_3' a_{34} S_{34}.$$

Wurde am rechten Ende des Feldes 2—3 die Spannziffer $m''_3$ positiv gefunden, so ist $\mu'_3$ am linken Ende von Feld 3—4 negativ und bildet

$$- \mu_3' = \mu_3'' \frac{a_{23} S_{23}}{a_{34} S_{34}} > \frac{(t)_{34}}{(u)_{34}} \quad \ldots \ldots \ldots (24)$$

das Kennzeichen dafür, daß sich der Stab im Feld 3—4 Sförmig biegen muß, wenn Gleichgewicht bestehen soll. Das ist unzulässig und deutet darauf hin, daß der Stab zu schwach ist. Das Mittel zur Abhilfe besteht also in einer Verstärkung, und zwar entweder des Feldes 2 – 3, wodurch $\mu''_3$ verkleinert wird, oder des Feldes 3—4, wodurch $(t)_{34}:(u)_{34}$ vergrößert wird. Nötigenfalls sind beide Felder zu verstärken. Da die $\alpha$ schon für alle Felder (mit Ausnahme des zur Erfüllung der Knickbedingung für den ganzen Stab freigelassenen) bekannt und die zugehörigen Werte von $(t):(u)$ aus der Zahlentafel oder dem Kurvenbild zu entnehmen sind, gestaltet sich sowohl die Prüfung der Sicherheit nach (24) wie auch die Abhilfe sehr einfach. Will man z. B. das Feld 3—4 verstärken, so bestimmt man mit (24) einen genügend großen Wert von $(t):(u)$, entnimmt das entsprechende $\alpha$ der Zahlentafel und berechnet damit das erforderliche Trägheitsmoment aus Gleichung (5).

Diese Betrachtung lehrt, daß das Aneinanderreihen nicht bei jeder beliebigen Stärke der Felder zu einer brauchbaren Gesamtanordnung führt. Das hat nichts Überraschendes an sich, wenn man bedenkt, daß ja ein Feld so schwach sein könnte, daß selbst die stärkste mögliche Einspannung sein Knicken nicht zu verhindern imstande ist. Aus Draht oder Bandeisen läßt sich kein Druckstab herstellen. Ein vernünftiger Entwurf wird in den meisten Fällen die beschriebene Nachprüfung entbehrlich machen.

**G. Zahlenbeispiel.**

Es handle sich um die Berechnung der Pfosten eines Wasserturmes, der in zwei Stockwerken Behälter tragen soll[9]). Die ganze Höhe ist in sechs Felder geteilt. Die sieben Knotenpunkte beziffern wir von oben nach unten mit 1 bis 7, die Felder $a$ und ihre Stabkräfte $S$ mit den Zahlen der sie begrenzenden Knotenpunkte. Die Enden werden frei drehbar angenommen. Wir denken uns den Stab in die wagerechte Lage gebracht, den Knotenpunkt 1 nach links und berechnen ihn von da aus Feld für Feld so, wie in den vorhergehenden Abschnitten beschrieben. Das rechte Endfeld ist am stärksten belastet und soll für die Knickfestigkeit des Stabes entscheidend bemessen werden. Sein Trägheitsmoment bleibt also frei. Wir sind aber nicht gehindert, ihm zunächst einen beliebigen Wert beizulegen, da dieser ja nicht in unserer Rechnung auftritt. Dagegen müssen die Trägheitsmomente der übrigen Felder bestimmt angenommen werden. Um nicht mit großen Zahlen rechnen zu müssen, empfiehlt es sich, sie alle in der üblichen Weise durch das Verhältnis zu dem Trägheitsmoment $J_0$ eines an der Knickgrenze befindlichen, sonst beliebigen Stabes auszudrücken. Das Verfahren braucht hier nicht näher erörtert zu werden, da es ja einerseits als genügend bekannt gelten darf, und weil anderseits im vorliegenden Falle die vereinfachende Annahme gemacht werden soll, daß der Pfosten überall denselben Querschnitt habe wie der Bezugstab. Dann sind alle $J = J_0$ und es folgt aus Gleichung (5) für die einzelnen Felder und den Bezugstab mit dem gleichen Trägheitsmoment, der Länge $a_0$ und der Knickkraft $K_0$:

$$\alpha_{12} = a_{12} \sqrt{\frac{S_{12}}{E J_0}}; \quad \alpha_{23} = a_{23} \sqrt{\frac{S_{23}}{E J_0}} \text{ usw.}; \quad \pi = a_0 \sqrt{\frac{K_0}{E J_0}}.$$

Teilt man alle Gleichungen durch die letzte, so ergibt sich

$$\frac{\alpha_{12}}{\pi} = \frac{a_{12}}{a_0} \sqrt{\frac{S_{12}}{K_0}}; \quad \frac{\alpha_{23}}{\pi} = \frac{a_{23}}{a_0} \sqrt{\frac{S_{23}}{K_0}} \text{ usw.}; \quad \frac{\alpha_{67}}{\pi} = \frac{a_{67}}{a_0} \sqrt{\frac{S_{67}}{K_0}} \quad \ldots (25)$$

Da der Bezugstab ganz beliebig angenommen werden kann, so darf man auch eins der Stabfelder als solchen wählen. Die in Anmerkung 9 erwähnte Arbeit benutzt dazu das rechte Endfeld, setzt also voraus, daß dessen Trägheitsmoment $= J_0$, d. h. so bemessen sei, als ob sich das Feld bei frei drehbaren Enden unter der zugehörigen Stabkraft $S_{67}$, an der Knickgrenze befindet. Wir schließen uns des Vergleichs halber dem an, bemerken jedoch, um Mißverständnissen vorzubeugen, daß damit über das für die Ausführung anzuwendende Trägheitsmoment dieses Feldes keinerlei Bestimmung getroffen wird. Es soll ja vielmehr durch die anzustellende Berechnung erst

8) Gl. (17) ist nicht anzuwenden, da sie sich auf einen unsicheren Gleichgewichtszustand bezieht. Siehe Anmerkung 6.

9) Im Anschluß an das von *Boros* gegebene Beispiel, um einen Vergleich mit seinem Verfahren zu erleichtern. Siehe Zentralbl. d. Bauverwaltung 1922, Seite 235.

gefunden werden. Nur für die übrigen Felder ist das Trägheitsmoment in solcher (an sich willkürlichen) Weise festgelegt. Jetzt folgt aus (25) die Gruppe

$$\frac{\alpha_{12}}{\pi} = \frac{a_{12}}{a_{67}}\sqrt{\frac{S_{12}}{S_{67}}}; \qquad \frac{\alpha_{23}}{\pi} = \frac{a_{23}}{a_{67}}\sqrt{\frac{S_{23}}{S_{67}}} \text{ usw.}; \qquad \frac{\alpha_{67}}{\pi} = 1. \quad (26$$

Sie enthält nur noch die Quotienten aus gleichartigen nicht sehr verschiedenen Größen und ist daher für die Zahlenrechnung bequem.

Eine weitere Vereinfachung ergibt sich aus Gleichung (24). Sie zeigt, daß man nicht so umständlich vorzugehen braucht, wie früher bei Beschreibung des Ganges der Rechnung der Deutlichkeit wegen angegeben. (Vgl. E 1.) Bei Berechnung des $\mu'$ für das linke Ende eines Feldes aus dem $\mu''$ für das rechte Ende des vorhergehenden kann die Benutzung der Spannziffern und ihre Division und Multiplikation mit den Werten $a\,S$ für die beiden angrenzenden Felder vermieden werden, wenn man so verfährt, wie es Gleichung (24) für einen Knotenpunkt 3 als Beispiel andeutet. Die Quotienten aus den Werten $a\,S$ für die benachbarten Felder werden zweckmäßig im voraus berechnet. Sie gehören zu den Knotenpunkten und sind in der folgenden Zusammenstellung mit $q$ bezeichnet[10]). Sie enthält die zur weiteren Rechnung nötigen Zahlen übersichtlich geordnet. Die Größen $(t)$ und $(u)$ sind mit $\alpha$ aus der größeren Tafel entnommen. (S. Abschnitt B, Anm. 5.) Es genügt durchweg die Genauigkeit des Rechenstabes.

Nach der Zahlentafel gehört zu diesem $(t)$

$$\alpha = 219^0 = 1{,}216\,\pi$$

oder

$$\frac{\alpha}{\pi} = 1{,}216 = \sqrt{\frac{J_0}{J}} \text{ nach Gl. (5)} \quad \ldots \ldots \ldots (27$$

Hierin bedeutet $J_0$ das bei freier Drehbarkeit beider Enden des letzten Feldes erforderliche Trägheitsmoment, $J$ dagegen den Wert, dessen das Feld in der Verbindung mit den fünf anderen bedarf, um den ganzen Stab an die Knickgrenze zu bringen. Aus (27) folgt:

$$\frac{J}{J_0} = \mathbf{0{,}675}.$$

Es ist wegen der Verbindung nur ein bedeutend kleineres Trägheitsmoment nötig. Wird das Feld mit $J_0$ ausgeführt, so ist es um 48 vH zu stark[11]). Daraus darf man aber nicht folgern, daß der ganze Stab um ebensoviel zu stark, also seine Sicherheitszahl um diesen Betrag erhöht sei. Denn die Knickgrenze wird schon erreicht, wenn man das letzte Feld allein entsprechend schwächer macht. Die Bemessung der Sicherheitszahl für Stabverbindungen ist ja bisher überhaupt noch nicht erörtert worden. Nur wenn die Knickbedingung des Ganzen dadurch erfüllt wird, daß man jedes Einzelfeld für sich bis zur Knickgrenze belastet, dürfte die Übertragung des bei einzelnen Stäben üblichen Verfahrens der Sicherung auf zusammengesetzte Stäbe unbedenklich sein.

Berechnung der Knickfestigkeit eines Stabes mit sechs Feldern.

| | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | | 5 | | 6 | | 7 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Knotenpunkte: | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | | 5 | | 6 | | 7 |
| Feldlängen: | | $a_{12}$ | | $a_{23}$ | | $a_{34}$ | | $a_{45}$ | | $a_{56}$ | | $a_{67}$ | |
| $a =$ | | 4,2 | | 4,3 | | 4,7 | | 4,8 | | 4,9 | | 5 m | |
| Stabkräfte: | | $S_{12}$ | | $S_{23}$ | | $S_{34}$ | | $S_{45}$ | | $S_{56}$ | | $S_{67}$ | |
| $S =$ | | 5 | | 6 | | 60 | | 70 | | 81 | | 170 t | |
| | | | $q_2$ | | $q_3$ | | $q_4$ | | $q_5$ | | $q_6$ | | |
| $q =$ | | | $\frac{a_{12}S_{12}}{a_{23}S_{23}} = 0{,}81$; | | $\frac{a_{23}S_{23}}{a_{34}S_{34}} = 0{,}092$; | | $\frac{a_{34}S_{34}}{a_{45}S_{45}} = 0{,}84$; | | $\frac{a_{45}S_{45}}{a_{56}S_{56}} = 0{,}85$; | | $\frac{a_{56}S_{56}}{a_{67}S_{67}} = 0{,}467$. | | |
| $\frac{\alpha}{\pi} =$ | | 0,144 | | 0,162 | | 0,558 | | 0,616 | | 0,676 | | 1,00 | Gl. (26) |
| $\alpha =$ | | 25,9° | | 29,1° | | 100,4° | | 110,7° | | 121,6° | | 180° | |
| $(t) =$ | | 0,0691 | | 0,0875 | | 1,322 | | 1,730 | | 2,306 | | $\infty$ | Zahlentafel |
| $(u) =$ | | 0,0036 | | 0,0057 | | 1,136 | | 1,859 | | 3,094 | | $\infty$ | |

Feld 1–2: $\mu_1' = 0; \quad \mu_2'' = -\frac{1}{(t)_{12}} = -\frac{1}{0{,}069} = -14{,}5.$

Feld 2–3: $\mu_2' = -q_2\,\mu_2'' = 0{,}81 \cdot 14{,}5 = 11{,}8;$

Gl. (10) $\mu_3'' = -\frac{1 + 0{,}088 \cdot 11{,}8}{0{,}088 + 0{,}0057 \cdot 11{,}8} = -13{,}2.$

Feld 3–4: $\mu_3' = -q_3\,\mu_3'' = 0{,}092 \cdot 13{,}2 = 1{,}22;$

$\mu_4'' = -\frac{1 + 1{,}32 \cdot 1{,}22}{1{,}32 + 1{,}14 \cdot 1{,}22} = -0{,}96.$

Feld 4–5: $\mu_4' = -q_4\,\mu_4'' = 0{,}84 \cdot 0{,}96 = 0{,}81;$

$\mu_5'' = -\frac{1 + 1{,}73 \cdot 0{,}81}{1{,}73 + 1{,}86 \cdot 0{,}81} = -0{,}74.$

Feld 5–6: $\mu_5' = -q_5\,\mu_5'' = 0{,}85 \cdot 0{,}74 = 0{,}63;$

$\mu_6'' = -\frac{1 + 2{,}31 \cdot 0{,}63}{2{,}31 + 3{,}09 \cdot 0{,}63} = -0{,}577.$

Feld 6–7: $\mu_6' = -q_6\,\mu_6'' = 0{,}467 \cdot 0{,}577 = 0{,}269;$

Gl. (12) $(t)_{67} = -\frac{1}{0{,}269} = \mathbf{-3{,}72}.$

Zum Schluß möge bemerkt werden, daß die Annahme eines überall gleichen Trägheitsmomentes nur den Zweck hatte, die vorbereitenden Rechnungen abzukürzen. Auf die Hauptsache, das schrittweise Durchrechnen der Felder hat das keinen Einfluß. Die große Einfachheit und Übersichtlichkeit des Verfahrens bleibt bestehen, wenn auch die Trägheitsmomente in allen Feldern verschieden sind.

10) In meiner ersten Untersuchung der Knickfestigkeit von Stäben mit mehreren Feldern ist für die Produkte $a \cdot S$ die Bezeichnung $r$ gewählt. Das war nötig um die Knickdeterminanten zu vereinfachen. Vgl. Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften 1909 Seite 182, Gl. (3a). — Im ganzen lautet die Reihe der Stammbezeichnungen jetzt:

$$q; \; r; \; s; \; t; \; u.$$

Hierzu treten als abkürzende Unterbezeichnungen (wie im Abschnitt B erklärt) die folgenden drei:

$$r \cdot s = (s); \; r \cdot t = (t); \; r^2 u = (u).$$

Diese sind Funktionen nur von $\alpha$.

11) Wäre es am Knotenpunkt 6 starr eingespannt, so würde die Knickgrenze bei $\alpha = \tan \alpha = 1{,}43\,\pi$ erreicht und wäre das nötige $J = 0{,}49\,J_0$. — S. Abschnitt C, Gl. (21).

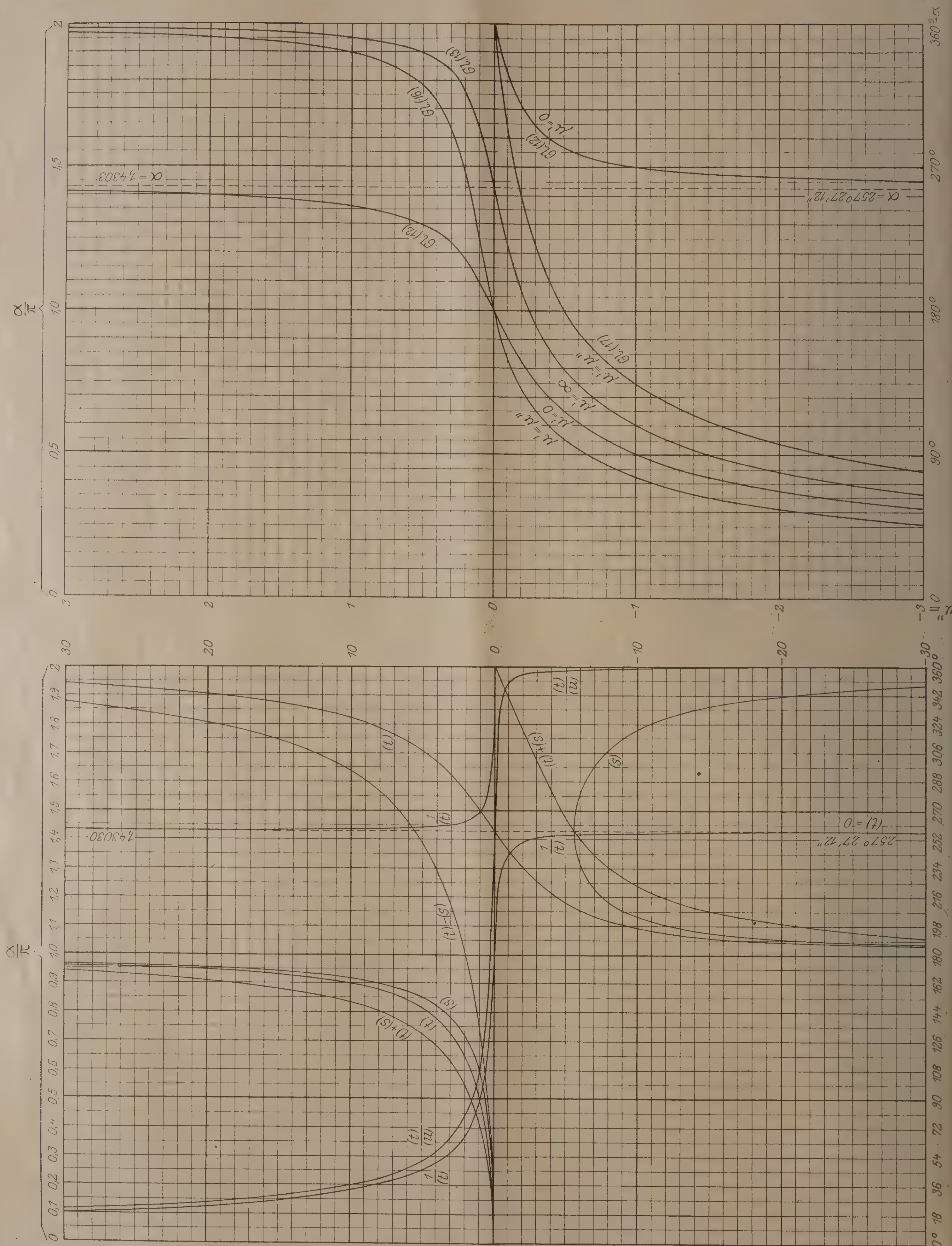
**Funktionen des Winkels** $\alpha = a\sqrt{\frac{S}{E\,J}} = \pi\sqrt{\frac{S}{K_0}} = \pi\sqrt{\frac{J_0}{J}}$

| $\alpha^0$ | $\frac{\alpha}{\pi}$ | $\alpha$ | $(s) = \frac{\alpha}{\sin\alpha} - 1$ | $(t) = 1 - \frac{\alpha}{\operatorname{tang}\alpha}$ | $\frac{1}{(t)}$ | $(t) + (s)$ | $(t) - (s)$ | $\frac{1}{(t)+(s)}$ | $\frac{1}{(t)-(s)}$ | $(u) = (t)^2 - (s)^2$ | $\frac{(s)}{(u)}$ | $\frac{(t)}{(u)}$ | $\frac{S}{K_0} = \left(\frac{\alpha}{\pi}\right)^2 = \frac{J_0}{J}$ | $\frac{\alpha}{\pi}$ | $\alpha^0$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | — | 0 | 0 | ∞ | ∞ | 0 | ∞ | ∞ | 0 | 0 | 0 |
| 9 | 0,05 | 0,1571 | 0,00412 | 0,00824 | 12,139 | 0,01236 | 0,00411 | 80,890 | 243,07 | 0,00005 | 81,090 | 161,98 | 0,0025 | 0,05 | 9 |
| 18 | 0,10 | 0,3142 | 0,01664 | 0,03312 | 30,196 | 0,04976 | 0,01648 | 20,097 | 60,693 | 0,00082 | 20,298 | 40,395 | 0,0100 | 0,10 | 18 |
| 27 | 0,15 | 0,4712 | 0,03799 | 0,07514 | 13,308 | 0,11313 | 0,03715 | 8,839 | 26,919 | 0,00420 | 9,040 | 17,879 | 0,0225 | 0,15 | 27 |
| 36 | 0,20 | 0,6283 | 0,06896 | 0,13519 | 7,3968 | 0,20415 | 0,06623 | 4,8983 | 15,098 | 0,01352 | 5,0998 | 9,9982 | 0,0400 | 0,20 | 36 |
| 45 | 0,25 | 0,7854 | 0,11072 | 0,21460 | 4,6598 | 0,32532 | 0,10388 | 3,0739 | 9,626 | 0,03379 | 3,2763 | 6,3501 | 0,0625 | 0,25 | 45 |
| 54 | 0,30 | 0,9425 | 0,16497 | 0,31525 | 3,1721 | 0,48022 | 0,15028 | 2,0824 | 6,654 | 0,07217 | 2,2859 | 4,3683 | 0,0900 | 0,30 | 54 |
| 63 | 0,35 | 1,0996 | 0,2341 | 0,4397 | 2,2740 | 0,6738 | 0,2057 | 1,4841 | 4,8618 | 0,1386 | 1,6888 | 3,1729 | 0,1225 | 0,35 | 63 |
| 72 | 0,40 | 1,2566 | 0,3213 | 0,5917 | 1,6901 | 0,9130 | 0,2704 | 1,0953 | 3,6984 | 0,2469 | 1,3016 | 2,3969 | 0,1600 | 0,40 | 72 |
| 81 | 0,45 | 1,4137 | 0,4313 | 0,7761 | 1,2885 | 1,2074 | 0,3448 | 0,8282 | 2,9007 | 0,4163 | 1,0362 | 1,8644 | 0,2025 | 0,45 | 81 |
| 90 | 0,50 | 1,5708 | 0,5708 | 1,0000 | 1,0000 | 1,5708 | 0,4292 | 0,6366 | 2,3299 | 0,6742 | 0,8466 | 1,4833 | 0,2500 | 0,50 | 90 |
| 99 | 0,55 | 1,7279 | 0,7494 | 1,2737 | 0,7851 | 2,0231 | 0,5243 | 0,4943 | 1,9075 | 1,0606 | 0,7066 | 1,2009 | 0,3025 | 0,55 | 99 |
| 108 | 0,60 | 1,8850 | 0,9820 | 1,6125 | 0,6202 | 2,5944 | 0,6305 | 0,3854 | 1,5860 | 1,6358 | 0,6003 | 0,9857 | 0,3600 | 0,60 | 108 |
| 117 | 0,65 | 2,0420 | 1,2918 | 2,0405 | 0,4901 | 3,3323 | 0,7486 | 0,3001 | 1,3357 | 2,4947 | 0,5192 | 0,8202 | 0,4225 | 0,65 | 117 |
| 126 | 0,70 | 2,1991 | 1,7183 | 2,5978 | 0,3849 | 4,3160 | 0,8795 | 0,2317 | 1,1370 | 3,7959 | 0,4527 | 0,6844 | 0,4900 | 0,70 | 126 |
| 135 | 0,75 | 2,3562 | 2,3322 | 3,3562 | 0,2980 | 5,6884 | 1,0240 | 0,1758 | 0,9765 | 5,8251 | 0,4004 | 0,5662 | 0,5625 | 0,75 | 135 |
| 144 | 0,80 | 2,5133 | 3,2758 | 4,4592 | 0,2243 | 7,7351 | 1,1834 | 0,1293 | 0,8450 | 9,1536 | 0,3579 | 0,4872 | 0,6400 | 0,80 | 144 |
| 153 | 0,85 | 2,6704 | 4,8820 | 6,2409 | 0,1603 | 11,1228 | 1,3589 | 0,0899 | 0,7359 | 15,115 | 0,3230 | 0,4129 | 0,7225 | 0,85 | 153 |
| 162 | 0,90 | 2,8274 | 8,1498 | 9,7019 | 0,1031 | 17,8517 | 1,5522 | 0,0560 | 0,6443 | 27,709 | 0,2941 | 0,3501 | 0,8100 | 0,90 | 162 |
| 171 | 0,95 | 2,9845 | 18,0784 | 19,8435 | 0,0504 | 37,9218 | 1,7651 | 0,0264 | 0,5665 | 66,936 | 0,2701 | 0,2965 | 0,9025 | 0,95 | 171 |
| 180 | 1,00 | 3,1416 | ∞ | ∞ | 0 | ∞ | 2,0000 | 0 | 0,5000 | ∞ | 0,2500 | 0,2500 | 1,0000 | 1,00 | 180 |
| 189 | 1,05 | 3,2987 | − 22,0866 | − 19,8270 | − 0,0504 | − 41,9136 | 2,2596 | 0,0239 | 0,4426 | − 94,708 | 0,2332 | 0,2093 | 1,1025 | 1,05 | 189 |
| 198 | 1,10 | 3,4558 | − 12,1830 | − 9,6357 | − 0,1038 | − 21,8188 | 2,5473 | − 0,0458 | 0,3926 | − 55,580 | 0,2192 | 0,1734 | 1,2100 | 1,10 | 198 |
| 207 | 1,15 | 3,6128 | − 8,9579 | − 6,0906 | − 0,1642 | − 15,0485 | 2,8674 | − 0,0695 | 0,3488 | − 43,150 | 0,2076 | 0,1412 | 1,3225 | 1,15 | 207 |
| 216 | 1,20 | 3,7699 | − 7,4138 | − 4,1888 | − 0,2387 | − 11,6026 | 3,2249 | − 0,0862 | 0,3101 | − 37,417 | 0,1981 | 0,1119 | 1,4400 | 1,20 | 216 |
| 225 | 1,25 | 3,9270 | − 6,5536 | − 2,9270 | − 0,3416 | − 9,4806 | 3,6266 | − 0,1055 | 0,2757 | − 34,382 | 0,1906 | 0,0851 | 1,5625 | 1,25 | 225 |
| 234 | 1,30 | 4,0841 | − 6,0482 | − 1,9673 | − 0,5083 | − 8,0154 | 4,0809 | − 0,1248 | 0,2450 | − 32,711 | 0,1849 | 0,0601 | 1,6900 | 1,30 | 234 |
| 243 | 1,35 | 4,2412 | − 5,7600 | − 1,1610 | − 0,8613 | − 6,9209 | 4,5990 | − 0,1445 | 0,2174 | − 31,829 | 0,1810 | 0,0365 | 1,8225 | 1,35 | 243 |
| 252 | 1,40 | 4,3982 | − 5,6246 | − 0,4291 | − 2,3306 | − 6,0536 | 5,1955 | − 0,1652 | 0,1925 | − 31,452 | 0,1788 | 0,0136 | 1,9600 | 1,40 | 252 |
| 257° 27,2 | 1,4303 | 4,4934 | − 5,6033 | 0,0000 | ∞ | − 5,6033 | 5,6033 | − 0,1785 | 0,1785 | − 31,397 | 0,1785 | 0,0000 | 2,0457 | 1,4303 | 257° 27,2 |
| 261 | 1,45 | 4,5553 | − 5,6121 | 0,2785 | 3,5905 | − 5,3336 | 5,8906 | − 0,1875 | 0,1698 | − 31,418 | 0,1786 | − 0,0089 | 2,1025 | 1,45 | 261 |
| 270 | 1,50 | 4,7124 | − 5,7124 | 1,0000 | 1,0000 | − 4,7124 | 6,7124 | − 0,2122 | 0,1490 | − 31,631 | 0,1806 | − 0,0316 | 2,2500 | 1,50 | 270 |
| 279 | 1,55 | 4,8695 | − 5,9302 | 1,7712 | 0,5646 | − 4,1589 | 7,7014 | − 0,2404 | 0,1298 | − 32,030 | 0,1851 | − 0,0553 | 2,4025 | 1,55 | 279 |
| 288 | 1,60 | 5,0265 | − 6,2852 | 2,6332 | 0,3798 | − 3,6520 | 8,9185 | − 0,2738 | 0,1121 | − 32,570 | 0,1930 | − 0,0808 | 2,5600 | 1,60 | 288 |
| 297 | 1,65 | 5,1836 | − 6,8177 | 3,6412 | 0,2746 | − 3,1765 | 10,4589 | − 0,3148 | 0,0956 | − 33,223 | 0,2052 | − 0,1096 | 2,7225 | 1,65 | 297 |
| 306 | 1,70 | 5,3407 | − 7,6015 | 4,8803 | 0,2049 | − 2,7212 | 12,4817 | − 0,3675 | 0,0801 | − 33,966 | 0,2276 | − 0,1461 | 2,8900 | 1,70 | 306 |
| 315 | 1,75 | 5,4978 | − 8,7750 | 6,4978 | 0,1539 | − 2,2773 | 15,2728 | − 0,4391 | 0,0655 | − 34,780 | 0,2523 | − 0,1868 | 3,0625 | 1,75 | 315 |
| 324 | 1,80 | 5,6549 | − 10,6206 | 8,7833 | 0,1139 | − 1,8374 | 19,4039 | − 0,5443 | 0,0515 | − 35,652 | 0,3164 | − 0,2617 | 3,2400 | 1,80 | 324 |
| 333 | 1,85 | 5,8119 | − 13,8019 | 12,4066 | 0,0806 | − 1,3953 | 26,2085 | − 0,7167 | 0,0382 | − 36,569 | 0,3774 | − 0,3393 | 3,4225 | 1,85 | 333 |
| 342 | 1,90 | 5,9690 | − 20,3162 | 19,3708 | 0,0516 | − 0,9454 | 39,6869 | − 1,0578 | 0,0252 | − 37,520 | 0,5415 | − 0,5163 | 3,6100 | 1,80 | 342 |
| 351 | 1,95 | 6,1261 | − 40,1608 | 39,6787 | 0,0252 | − 0,4821 | 79,8396 | − 2,0741 | 0,0125 | − 38,493 | 1,0433 | − 1,0308 | 3,8025 | 1,95 | 351 |
| 360 | 2,00 | 6,2832 | − ∞ | ∞ | 0 | 0 | ∞ | − ∞ | 0 | − 39,478 = $4\pi^2$ | ∞ | ∞ | 4,0000 | 2,00 | 360 |

Beziehungen:

$$\frac{1}{(t)+(s)} = \frac{(t)}{(u)} - \frac{(s)}{(u)}; \qquad \frac{1}{2}\left[\frac{1}{(t)+(s)} + \frac{1}{(t)-(s)}\right] = \frac{(t)}{(u)}; \qquad \frac{(t)+(s)}{2} = {}^1/_2\,\alpha \operatorname{tang} {}^1/_2\,\alpha;$$

$$\frac{1}{(t)-(s)} = \frac{(t)}{(u)} + \frac{(s)}{(u)}; \qquad -\frac{1}{2}\left[\frac{1}{(t)+(s)} - \frac{1}{(t)-(s)}\right] = \frac{(s)}{(u)}; \qquad \frac{(t)-(s)}{2} = 1 - \frac{{}^1/_2\,\alpha}{\operatorname{tang} {}^1/_2\,\alpha}.$$



# SI-STOFF ALS MÖRTELZUSATZ.

## Versuche zur Herstellung säurebeständiger Zemente.

*Von Professor H. Kayser, Darmstadt.*

In der Neuauflage des „Handbuches für Eisenbetonbau" 1923 ist im fünften Band, S. 14[1]) eine Versuchsreihe über „Si-Stoff als Mörtelzusatz" wiedergegeben und in Vergleich zu einer entsprechenden Versuchsreihe über Traßzusatz gesetzt. Im Anschluß daran ist aus den Ergebnissen der Schluß gezogen, „daß der untersuchte Si-Stoff dem Traß bei Wasserlagerung überlegen war". Gegenüber gewöhnlichem Beton (ohne Zuschläge) erweisen die mitgeteilten Zahlen bei Ersatz eines Drittels des Zementes durch Si-Stoff eine Festigkeitszunahme, bei entsprechendem Zusatz von Traß eine Festigkeitsabnahme. Weitere Versuche über Si-Stoff als Mörtelzusatz dürften willkommen sein. Verfasser hat vor einigen Jahren eine Reihe von Versuchen über Herstellung eines säurebeständigen Betons durchgeführt. Nachstehend seien Angaben über Si-Stoff als Zuschlag zum Beton sowie die wichtigsten Ergebnisse der betreffenden Versuche mitgeteilt.

Bekanntlich werden alle Zemente und ihre Produkte durch Säuren mehr oder minder stark angegriffen, indem das bei der Erhärtung sich bildende Kalziumkarbonat durch die Säuren in lösliche Salze verwandelt wird, wodurch die Festigkeit des Zementes leidet. Die Anwendung von Portlandzement (Beton) ist daher in manchen Industriezweigen, wo säurehaltige Flüssigkeiten oder Gase erzeugt oder verwendet werden, stark beschränkt; desgleichen ist bei Betonbauten am Meere und an Orten mit Rauchgasentwicklung und vornehmlich bei Leitungen städtischer Kanalisationsanlagen besondere Vorsicht geboten. Seinerzeit erregten die Berichte amerikanischer Ingenieure berechtigtes Aufsehen, die mitteilten, daß die Betonbehälter von biologischen Kläranlagen in Chicago unter der Einwirkung des Kanalwassers derartig zerstört wurden, daß sie bereits nach nur 4—5jährigem Bestehen erneuert werden mußten. Die Herstellung säurebeständiger Betonarten ist daher mit allen Mitteln anzustreben und weiterhin zu fördern. Als Mittel, Beton nachhaltigst gegen Säuren widerstandsfähig zu machen, kann ein Zusatz von Si-Stoff zu dem zur Verwendung kommenden Zement in Betracht gezogen werden.

Si-Stoff ist ein siliziumhaltiges Abfallprodukt, das bei der Alaunfabrikation gewonnen wird (Bauxit-Rückstände) und als solches billig und leicht erhältlich ist, was bei den heutigen schwierigen Wirtschaftsverhältnissen besonders ins Gewicht fällt. Als ein sehr wesentlicher Faktor für die Verwendung von Si-Stoff kommt ferner der Umstand in Betracht, daß die Mörtel- (Beton-) Festigkeit bei Zusatz von Si-Stoff nicht nur nicht verringert wird, sondern daß sie, wie die angestellten Versuche übereinstimmend erwiesen, bei entsprechend gewähltem Zuschlag noch beträchtlich zunimmt.

Bezüglich der Durchführung der Versuche sei folgendes bemerkt.

Nachdem Versuche mit mancherlei Schutzanstrichen und dergl. gemacht waren, die aber entweder nicht den gewünschten Erfolg hatten oder deren Handhabung den örtlichen Verhältnissen nicht entsprach, ging man dazu über, dem Zement gewisse Vomhundertsätze des bei der Aluminiumsulfatfabrikation aus Bauxit gebildeten kieselsäurehaltigen Abfallproduktes (Si-Stoff) hinzuzusetzen.

Die Versuche fielen befriedigend aus. Während sich das Volumen von Zementprobekörpern aus Normalmörtel hergestellt, die einen Tag an der Luft, 13 Tage in Wasser und 14 Tage in 3 proz. Schwefelsäure lagerten, um etwa 50 vH vermindert hatte, hatten Körper gleicher Herstellung und Lagerung, die jedoch 20 vH Bauxitrückstände, bezogen auf Zement (nicht Mörtel!!) enthielten, kaum Veränderungen ihres Umfanges erfahren.

[1]) Der D. Bztg., Zementbeilage 1918, S. 15 entnommen.

Im folgenden seien einige Versuche dieser Art näher beschrieben.

Es wurden fünf Gruppen von Normalzugfestigkeitskörpern hergestellt unter Beobachtung aller normengemäßen Vorschriften.

1. Körper aus 1 Teil Zement und 3 Teilen Normalsand,
2. Körper derselben Mischung, jedoch unter Zusatz von 1 vH Bauxitrückständen (auf Zement bezogen),
3. Wie zu 2., jedoch unter Anwendung von 3 vH Bauxitrückständen,
4. dgl. mit 10 vH Rückständen,
5. mit 20 vH derselben.

In folgender Tabelle sind die Versuchsergebnisse zusammengefaßt.

Zusammenstellung I. Zugversuche.

Die Herstellung der Probekörper erfolgte gemäß der Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement. Die Festigkeit der Probekörper wurde mittels der bekannten Zerreißmaschine nach 28 Tagen festgestellt. Die Körper erhärteten einen Tag an der Luft, 13 Tage im Wasser und 14 Tage in verdünnter Schwefelsäure verschiedener Konzentrationen.

Tabelle.

| Zusatz von Si-Stoff zu Portlandzement nach Gewicht des Zements vH | Zugfestigkeit der normalen Probekörper nach Lagerung von | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 1 Tag Luft 27 Tage Wasser kg/cm² | 1 Tag Luft 13 Tage Wasser 14 Tage $H_2SO_4$ 1 vH | 1 Tag Luft 13 Tage Wasser 14 Tage $H_2SO_4$ 2 vH | 1 Tag Luft 13 Tage Wasser 14 Tage $H_2SO_4$ 3 vH |
| 0 | 21,01 | 17,15 | 10,25 | 5,07 |
| 1 | | 21,39 | 19,70 | 16,17 |
| 3 | | 22,49 | 19,64 | 14,27 |
| 10 | | 24,18 | 21,18 | 13,11 |
| 20 | | 31,16 | 25,90 | 14,42 |

Es wurden dann Versuche gemacht, statt der Bauxitrückstände Kieselgur zu verwenden; je nach Herkunft der letzteren — dieselbe wurde von verschiedenen Firmen bezogen und zeigte in dem einen Falle grau-grünliche, in anderen rein weiße Farbe — waren die Untersuchungsergebnisse außerordentlich verschieden.

Versuch A.

Es wurden hergestellt je zehn Zugfestigkeitsprobekörper aus

1. einem Teil Zement und drei Teilen Normalsand,
2. aus derselben Mischung und 10 vH Bauxitrückständen,
3. aus derselben Mischung und 10 vH Kieselgur (grünlich).

Die Körper erhärteten einen Tag an der Luft, 13 Tage in Wasser und wurden dann 14 Tage in 5 vH Schwefelsäure gelegt. Die Zugfestigkeit betrug:

zu 1. 18,28 kg/cm³,
zu 2. 22,62 kg/cm³,
zu 3. 9,17 kg/cm³.

Versuch B.

Es wurden wiederum hergestellt je zehn Zugfestigkeitsprobekörper aus

1. einem Teil Zement und drei Teilen Normalsand,
2. aus derselben Mischung und 10 vH Bauxitrückständen,
3. aus derselben Mischung und 10 vH Kieselgur (weiß).

Die Körper erhärteten einen Tag an der Luft, neun Tage im Wasser und wurden dann 14 Tage in 5 proz. Schwefelsäure gelegt; die Zugfestigkeit betrug

zu 1. 18,66 kg/cm³,
zu 2. 24,56 kg/cm³,
zu 3. 22,43 kg/cm³.

Die mikroskopische Untersuchung ergab, daß die zu Versuch A verwendete Infusorienerde reich an Pflanzenüberresten war. In jedem Falle hat sich der Zusatz von Bauxitrückständen besser bewährt.

Wichtiger als das Verhalten der Zugkörper gegen den Einfluß der Säuren schien das Verhalten der Druckkörper zu sein. Es wurden daher die vorher beschriebenen Versuche durch Druckversuche mit säurebeständigem Zement ergänzt.

Es wurden Probekörper von 7 cm Seitenlänge hergestellt, welche teils keinen Zusatz, teils 10 und teils 20 vH Zusatz von siliziumhaltigen Rückständen enthielten.

Sämtliche Probekörper erhärteten zunächst 14 Tage in Wasser. Hiernach wurde ein Teil zur weiteren Erhärtung in Wasser belassen, ein anderer Teil in 1 bzw. 3 proz. Schwefelsäure gelegt. Da der Säuregrad des Wassers sich infolge der Einwirkung des kohlensauren Kalkes des Zementes regelmäßig verminderte, so wurde dasselbe, damit der Vomhundergehalt möglichst gleich blieb, in gewissen Zwischenräumen erneuert.

Das Ergebnis dieser Druckversuche ist der nachfolgenden Zusammenstellung zu entnehmen.

Zusammenstellung II. Druckversuche[2]).

Bei den Probekörpern wurde der vomhunderthaltige Si-Stoffzusatz auf das Gewicht des Zementes bezogen. Der Wasserzusatz wurde derart gewählt, daß der Mörtel diejenige Konsistenz hatte, die sonst normaler Zementmörtel für die Prüfung nach den Normen haben muß. Von jeder Mischung wurden 3 Würfel von 7 cm Seitenlänge hergestellt, welche in der nebenstehenden Tabelle mit a b c bezeichnet sind, und auf Druckfestigkeit untersucht.

Tabelle.

| Lfd. Nr. | Rückstände Art | Rückstände Zusatz vH | Schwefelsäure vH | Tag der Anfertigung | Tag der Prüfung | Wasserzusatz gr | Druckfestigkeit*) kg/m² a | b | c | im Mittel |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | kein Zusatz | | 0 | 9. 2. 09 | 4. 5. 09 | 175 | 308 | 421 | 382 | 370 |
| 2 | „ | | 1 | „ | „ | 175 | 228 | 215 | 193 | 212 |
| 3 | „ | | 3 | „ | „ | 175 | 103 | 111 | 140 | 118 |
| 4 | aus der Fabrik H | 10 | 0 | 13. 2. 09 | 18. 5. 09 | 240 bis 290 | 590 | 543 | 577 | 570 |
| 5 | | 20 | 0 | „ | „ | | 607 | 607 | 657 | 624 |
| 6 | | 10 | 1 | „ | „ | | 299 | 253 | 286 | 279 |
| 7 | | 20 | 1 | „ | „ | | 256 | 329 | 460 | 348 |
| 8 | | 10 | 3 | „ | „ | | 263 | 203 | 159 | 208 |
| 9 | | 20 | 3 | „ | „ | | 299 | 256 | 189 | 248 |

*) Erhärtungsdauer 3 Monate, davon Nr. 4 bis 9 zuerst 14 Tage im Wasser.

Aus den vorstehend mitgeteilten Tabellen ist zu entnehmen, daß ein Zusatz der Rückstände der Alaunfabrikation bis zu 20 vH auf viele Zemente verbessernd wirkt und denselben eine gewisse Widerstandsfähigkeit gegen Säuren verleiht. Es ist zu erwarten, daß höhere Zusätze bis zu 30 und 40 vH möglich sind und daß durch diese eine weitere Verbesserung des Widerstandes gegen Säureeinwirkung eintritt. Es bestehen in Deutschland eine ganze Anzahl von Alaunfabriken, deren Rückstände als Zusatz zu Zement nach dem vorbeschriebenen Verfahren sehr wohl verwendbar wären. Die chemische Zusammensetzung der Rückstände mehrerer Fabriken zeigt die nachfolgende Zusammenstellung.

Chemische Zusammensetzung der Rückstände einiger Alaunfabriken in Deutschland.

| | $Al_2O_3$ | $SiO_2$ | $H_2O$ | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|
| Firma A. | 8—10 vH | 90—92 vH | — | getrocknet |
| Firma B. | 12 vH | 40 vH | 47,5 vH | |
| Firma C. | 14,2 vH | 55,4 vH | — | Titansäure 6,0 vH<br>Eisenoxyd 1,6 vH<br>getrocknet |
| Firma D. | 32 vH | 20 vH | — | Gleichverlust 12 vH<br>getrocknet |

Es ist aus der Tabelle zu entnehmen, daß diese Rückstände außer Tonerde große Mengen Schwefeldioxyd enthalten, welches bei der Erhärtung des Betons auf die Bildung von siliziumhaltigen Verbindungen hinwirkt und demselben eine gewisse Widerstandsfähigkeit gegen Säuren zu verleihen in der Lage ist.

Es ist kein Zweifel, daß außer den untersuchten Rückständen der angeführten Fabriken auch noch weitere Fabriken die Rückstände für die Zwecke der Zementindustrie zur Verfügung stellen könnten. Durch ergänzende Versuche wäre zunächst die Anwendung des Zusatzes von Si-Stoff auf die Säurebeständigkeit eingehend zu prüfen, wobei insbesondere der Frage Beachtung geschenkt werden müßte, welche Zusätze für die einzelnen Zemente sich besonders eignen und in welchen Mengen der Zusatz am zweckmäßigsten erfolgt.

Aus den bislang angestellten Versuchen ergibt sich, daß keineswegs alle Zemente gegenüber den Zusätzen sich gleichmäßig verhalten und daß insbesondere auch die Rückstände der verschiedenen Alaunfabriken in ihrer verbessernden Wirkung auf den Zement nicht einheitlich zu bewerten sind.

[2]) Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Darmstadt.

# DIE THEORIE DER KREUZWEISE BEWEHRTEN EISENBETONPLATTEN NEBST ANWENDUNGEN AUF MEHRERE BAUTECHNISCH WICHTIGE AUFGABEN ÜBER RECHTECKIGE PLATTEN.

*Von Professor Dr.-Ing. M. T. Huber, Lwów (Lemberg).*

(Fortsetzung von Seite 360.)

## § 6. Die Grenzbedingungen. Die Wellblechtafeln, Rippendecken und Balkennetze.

Es bleibt uns noch die Frage der Grenzbedingungen zu erörtern. Man erkennt aber sofort, daß die Grenzbedingungen von der Struktur des Plattenstoffes gänzlich unabhängig sind und daß sie sich nicht ändern, wenn man von einer isotropen zu einer anisotropen Platte übergeht. Da diese wichtige und höchst interessante Frage bereits einige erschöpfende Darstellungen in der neueren Literatur über isotrope Platten gefunden hat, so möge hier beispielsweise an die betreffende Stelle der beachtenswerten Monographie von Dr.-Ing. A. Nádai[12]) verwiesen werden.

[12]) Forschungsarb. Heft 170, 171.

Ähnlich wie die Theorie der dünnen prismatischen Stäbe mit praktisch ausreichender Genauigkeit auf die Stäbe von schwach veränderlichem Querschnitt in der technischen Elastizitätslehre ausgedehnt worden ist, so können auch die aufgestellten Gleichungen der rechtwinklig-anisotropen Platte konstanter Dicke für den Fall schwach veränderlicher Dicke (bzw. veränderlicher Bewehrung) verwendet werden. Gewöhnlich ist die Bewehrung in der ganzen Platte nicht vollkommen gleichmäßig verteilt, schon infolge der Abbiegung der Stäbe an Stellen, wo die Biegungsmomente ihr Vorzeichen wechseln. Deswegen allein darf aber die Anwendbarkeit der Theorie unter der vereinfachenden Voraussetzung einer gleichmäßigen Bewehrung nicht angezweifelt werden, sofern nur die Stabteile im Gebiete der negativen Momente angeordnet sind (was selbstverständlich in der Praxis angestrebt wird) und sofern die der Rechnung zugrunde gelegte Belastung annähernd dieselbe Trennung von beiden Gebieten bedingt, welche der konstruktiven Durchbildung entspricht. Die Versuche mit statisch unbestimmten Eisenbetonbalkenkonstruktionen haben bekanntlich die diesbezüglichen theoretischen Ableitungen gut bestätigt, obwohl bei der Berechnung der maßgebenden statisch unbestimmten Kräfte und Momente die Konstanz der Querschnittsgrößen längs des Balkens vorausgesetzt wurde. Das entsprach aber nicht ohne weiteres der Wirklichkeit, denn die Längsbewehrung der Versuchsobjekte war, wie üblich, der Momentenlinie angepaßt[13]).

Ähnlich ist zu hoffen, daß von Plattenversuchen die Hauptergebnisse der weiter folgenden theoretischen Ausführungen bestätigt werden, ungeachtet gewisser Abweichungen wirklicher Eisenbetonplatten von den vereinfachenden Voraussetzungen der Rechnung. Von vollständig untergeordneter Bedeutung ist z. B. die Tatsache, daß in Gebieten der positiven und negativen Momente die entsprechenden neutralen Schichten in verschiedener Höhe liegen können und im allgemeinen nicht mit der XY-Ebene zusammenfallen. Auf die Berechnungen der Durchbiegungen $\zeta$ wird dies offenbar keinen merklichen Einfluß haben. Bei der Messung der Durchbiegungen ist es doch praktisch gleich, ob man die lotrechte Verschiebung eines Punktes der oberen oder des entsprechenden Punktes der unteren Plattenoberfläche bestimmt, denn die Dickenänderungen infolge der Belastung sind gegen Durchbiegungen bei nicht zu dicken Platten fast immer vernachlässigbar.

Wie bereits angedeutet worden ist, gelten die Grundgleichungen der Theorie allgemein für anisotrope Platten von rechtwinkliger Struktursymmetrie, so z. B. für Holzplatten und Drahtglastafeln. Auch auf entsprechend konstruierte Platten aus isotropen Stoffen wie Wellblechtafeln und genügend dichte Balkennetze ist die allgemeine Theorie gut anwendbar. Es ist nur nötig, in jedem besonderen Falle den Festwerten $B_1$, $B_2$, $m_1$, .... entsprechende theoretisch oder experimentell zu bestimmende Werte beizulegen.

Wählt man die Richtung der erzeugenden Geraden eines Wellbleches zur Y-Achse, so ist mit vollständig ausreichender Genauigkeit die (größte) Plattenbiegungssteifigkeit zu setzen:

$$B_2 = E J_2$$

Dabei bezeichnet E den Elastizitätsmodul des Blechmaterials und $J_2$ das durch die Wellenlänge dividierte Trägheitsmoment des Querschnittes einer Welle. Denn die Biegung in der XZ-Ebene hat jetzt einen sehr geringen Einfluß auf die Biegung in der YZ-Ebene, insofern die Blechdicke ziemlich klein im Vergleiche zur Wellenhöhe ist. Die Plattenbiegungssteifigkeit $B_1$ wird offenbar kleiner als diejenige des ebenen Blechs von derselben Dicke $\delta$, und zwar im Verhältnis der wirklichen Wellenlänge zur Länge der krummen Mittellinie einer Welle. Bezeichnet $a_0$ die ursprüngliche Länge einer rechteckigen ebenen Blechtafel, die man sich in eine Wellblechtafel von der Länge a verwandelt denkt (ohne Änderung der Blechdicke $\delta$), so wird:

$$B_1 = \frac{a}{a_0} \frac{m^2 E}{m^2 - 1} \cdot \frac{\delta^3}{12}.$$

Dieses gilt um so genauer, je kleiner $\delta$ im Vergleich zum Krümmungsradius $\varrho_w$ der Welle ist. Dagegen wird die Drillungssteifigkeit größer als diejenige, welche der ebenen Platte von der Dicke $\delta$ entspricht, und zwar angenähert im Verhältnis $a_0 : a$, insofern wieder $\delta : \varrho_w$ klein bleibt. Es folgt

$$C = \frac{a_0}{a} G \cdot \frac{\delta^3}{12}, \text{ wenn } G = \frac{1}{2} \cdot \frac{m}{m+1} E$$

den Schubmodul des Blechmaterials bezeichnet.

Die Beziehungen zwischen den Biegungsmomenten und Krümmungsradien [Gl. (1) bzw. (10)] nehmen jetzt folgende vereinfachte Gestalt an:

$$M_1 = \frac{B_1}{\varrho_1} = -B_1 \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}; \; M_2 = \frac{B_2}{\varrho_2} = -B_2 \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \quad \ldots \quad (10^*$$

Fügt man den Ausdruck für das Drillungsmoment in der offenbar unveränderten Form

$$D = -2C \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y}$$

hinzu, so leuchtet es ein, daß in den Formeln der allgemeinen Theorie $\frac{1}{m_1} = \frac{1}{m_2} = 0$ gesetzt werden muß, um die entsprechenden Formeln für Wellblechtafeln zu erhalten. Insbesondere wird der Festwert

$$H = 2C$$

Mit für praktische Zwecke ausreichender Genauigkeit ist die allgemeine Theorie auch auf einfache Rippendecken aus Eisenbeton u. dgl. direkt anwendbar, insofern der Rippenabstand ziemlich klein im Vergleich zu ihrer Spannweite bleibt. Dann aber ist zu berücksichtigen, daß die durchschnittliche Plattenbiegungssteifigkeit $B_1$ in der zur Rippenrichtung senkrecht geführten XZ-Ebene größer sein muß als die entsprechende Biegungssteifigkeit der Platte $B_1^P$ allein. Bezeichnet a den lichten Rippenabstand, g die (obere) Rippenbreite und $B_1^R$ die auf die Einheit der Querschnittsbreite bezogene Biegungssteifigkeit einer gedachten Platte, welche aus zusammengeschobenen Rippen gebildet wird, so ist für die Länge a+g der Biegungswinkel, welcher dem konstanten Biegungsmoment $M_1 = 1$ entspricht:

$$\alpha = \frac{a+g}{B_1} = \frac{a}{B_1^P} + \frac{g}{B_1^R}$$

Daraus folgt:

$$B_1 = B_1^P \frac{a+g}{a + \frac{B_1^P}{B_1^R} g}$$

Da näherungsweise $B_1^P : B_1^R = h^3 : h_R^3$ ist, wenn $h_R$ die Rippenhöhe bezeichnet, so kann im Nenner die Größe $B_1^P \cdot g : B_1^R$ gegen a vernachlässigt werden und man hat mit genügender Annäherung:

$$B_1 = \sim B_1^P \left(1 + \frac{g}{a}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad (14,1$$

Auch im Falle der Deckplatten mit gewölbter Unterfläche oder dgl. läßt sich die mittlere Größe von $B_1$ leicht abschätzen. In beiden Fällen werden offenbar ähnlich wie für die Wellblechtafeln die reduzierten Querdehnungszahlen $\frac{1}{m_1}$ und $\frac{1}{m_2}$ ziemlich klein und dürfen daher in erster Annäherung gleich Null gesetzt werden. Will man genauer rechnen, so muß ein ähnlicher Weg, wie in § 2, eingeschlagen werden, und zwar: Bei der Wirkung des Biegungsmomentes $M_1$ auf ein Element der Platte allein müßte in der XZ-Ebene die Krümmung $\frac{M_1}{\overline{B}_1^P}$ ($\overline{B}_1^P$ die Balkenbiegungssteifigkeit der X-Streifen der Platte) und in der YZ-Ebene die Krümmung $-\frac{1}{m_1^P} \cdot \frac{M_1}{\overline{B}_1^P}$ zustande

[13]) E. Moersch, „Der Eisenbetonbau", IV. Aufl. 1912, S. 349 bis 361. — H. Scheit und E. Probst, „Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen", Berlin 1912.

kommen. (Mit dem oberen Index P werden alle Plattengrößen bezeichnet.) Die Verbindung mit den Rippen hat zur Folge, daß für die Rippenplatte die erstere Krümmung im Verhältnis $\overline{B}_1^P : \overline{B}_1$ reduziert wird, d. h. den Wert $\frac{M_1}{\overline{B}_1}$ annimmt. Die Querkrümmung wird von den Rippen viel stärker beeinflußt; sie wird nämlich im Verhältnis $\overline{B}_2^P : \overline{B}_2$ herabgesetzt und nimmt daher den Wert:

$$-\frac{1}{m_1^P} \cdot \frac{\overline{B}_2^P}{\overline{B}_2} \cdot \frac{M_1}{\overline{B}_1^P} = -\frac{1}{m_1^P} \cdot \frac{\overline{B}_2^P}{\overline{B}_2} \cdot \frac{a+g}{a} \cdot \frac{M_1}{\overline{B}_1}$$

an. Andererseits ruft die Wirkung des Biegungsmomentes $M_2$ eine Krümmung der Rippenplatte in der YZ-Ebene von der Größe $\frac{M_2}{\overline{B}_2}$ und in der XZ-Ebene eine Krümmung $-\frac{1}{m_2} \cdot \frac{M_2}{\overline{B}_2}$ hervor. Aber von dem Momente $M_2$ wird augenscheinlich nur ein Teil vom Betrage $\frac{\overline{B}_2^P}{\overline{B}_2} M_2$ auf die Platte übertragen, und diesem Teile entspricht eine Querkrümmung der Platte:

$$-\frac{1}{m_2^P} \cdot \frac{\overline{B}_2^P}{\overline{B}_2} \cdot \frac{M_2}{\overline{B}_2^P} = -\frac{1}{m_2^P} \cdot \frac{M_2}{\overline{B}_2}$$

Die entsprechende Querkrümmung der Rippenplatte ist ähnlich wie oben zu $\frac{1}{m_2^P} \cdot \frac{a}{a+g} \cdot \frac{M_2}{\overline{B}_2}$ anzusetzen. Daraus ergeben sich für eine in der Y-Richtung (b-Richtung) gerippte Platte folgende Näherungswerte der reduzierten Querdehnungszahlen:

$$\frac{1}{m_1} = \frac{1}{m_1^P} \cdot \frac{\overline{B}_2^P}{\overline{B}_2} \cdot \frac{a+g}{a}; \quad \frac{1}{m_2} = \frac{1}{m_2^P} \cdot \frac{a}{a+g}$$

und es zeigt sich, daß eigentlich nur $\frac{1}{m_1}$ gegen 1 ohne Bedenken vernachlässigt werden darf, während $\frac{1}{m_2}$ nicht viel kleiner als die entsprechende Querdehnungszahl einer glatten Platte sein kann.

Es bleibt noch übrig, die durchschnittliche Verdrehungssteifigkeit $2\,C$ der Rippenplatte durch die Verdrehungssteifigkeit $2\,C^P$ der Platte allein und die Verdrehungssteifigkeit der Rippe $C^R$ (bezogen analog wie andere Steifigkeitsgrößen auf die Einheit der Querschnittsbreite) auszudrücken. Dies geschieht einfach mit genügender Annäherung, wenn

$$2\,C = \frac{2\,C^P a + C^R g}{a+g} = 2\,C^P + \frac{g}{a+g} C^R = 2\,C^P + \frac{C_r}{a+g}$$

angesetzt wird. Dabei bezeichnet $C_r$ die absolute Verdrehungssteifigkeit einer Rippe.

Das Problem der dichten rechtwinkligen Balkennetze wurde schon längst behandelt, aber mit Vernachlässigung der Verdrehungsarbeit und der Querdehnung, d. h. auf Grund einer Differentialgleichung des Gleichgewichts von der Form:

$$B_1 \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} + B_2 \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = p \quad \ldots \ldots (15$$

Entsprechende Lösungen sind auf die kreuzweise bewehrten Betonplatten in neuerer Zeit angewandt worden[14]). Die in manchen Aufgaben ziemlich grobe Annäherung der auf diese Weise gefundenen Resultate steht aber in gewissem Mißverhältnis zu den verwendeten mathematischen Hilfsmitteln. Freilich stimmt die Lösung der obigen Differentialgleichung mit der Lösung der Differentialgleichung (13) für den trivialen Fall der zylindrischen Biegung in einer der Hauptebenen überein, und eine je kleinere Rolle die Verdrehungsmomente spielen,

[14]) Calcul des hourdis en béton armé. Note jointe à l'avis du Conseil Général des Ponts et Chaussées. Ann. D. P. et Ch. 1912, VI.

desto weniger werden die beiden Lösungen zahlenmäßig differieren, jedoch erreichen die Unterschiede in den meisten praktischen Fällen zu große Werte, um die allgemeine Anwendung der Differentialgleichung (15) zu rechtfertigen.

§ 7. Die Frage der Verwendbarkeit bisheriger Lösungen der Biegungsgleichung einer isotropen Platte. Strengere Behandlung des Problems der Balkennetze. Die Schwierigkeiten bei der Anwendung der allgemeinen Theorie auf die Eisenbetonplatten.

Die Differentialgleichung des Gleichgewichts einer homogenen und isotropen Platte hat, wie bekannt, die Gestalt:

$$\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2 y^2} + \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = \frac{p}{B} \quad \ldots \ldots (14$$

wenn durch $B = \frac{m^2 E}{m^2 - 1} \cdot \frac{h^3}{12}$ die Plattenbiegungssteifigkeit (bei zylindrischer Biegung) bezeichnet wird. Es liegt nahe zu fragen, unter welchen Bedingungen die Lösung dieser Differentialgleichung zur Lösung der allgemeinen Differentialgleichung (13) verwertet werden kann. Man überzeugt sich leicht, daß, falls zwischen den Koeffizienten $B_1$, $B_2$ und H die einfache Beziehung

$$H = \sqrt{B_1 B_2} \quad \ldots \ldots (a$$

erfüllt wird, die Differentialgleichung (13) durch die Substitution:

$$x = x' \sqrt[4]{\frac{B_1}{B}}; \quad y = y' \sqrt[4]{\frac{B_2}{B}}$$

in die Differentialgleichung (14) übergeht. In diesem Falle wären also die Biegungsflächen der anisotropen und isotropen Platte affin zueinander. Beispielsweise entspricht der sphärischen Biegung der isotropen Platte eine ellipsoidale Biegung der anisotropen Platte[15]).

Das ist ein wichtiger Umstand für die Theorie der Eisenbetonplatten, denn die Beziehung $H = \sqrt{B_1 B_2}$ dürfte wenigstens annähernd in zahlreichen praktischen Fällen erfüllt werden. Ein letztes Wort in dieser Angelegenheit ist natürlich von den Versuchsergebnissen zu erwarten.

Auf Grund des oben im § 3 gemachten Ansatzes bezüglich der Verdrehungssteifigkeit einer Eisenbetonplatte ergibt sich leicht die Beziehung

$$H = \sqrt{B_1 B_2} + \frac{1}{2}\left(\sqrt{\frac{B_1}{m_2}} - \sqrt{\frac{B_2}{m_1}}\right)^2 \quad \ldots \ldots (b$$

Demnach wäre im allgemeinen

$$H > \sqrt{B_1 B_2}$$

und nur im besonderen Falle, wenn die Bedingung

$$\frac{B_1}{m_2} = \frac{B_2}{m_1}$$

erfüllt ist, wird

$$H = \sqrt{B_1 B_2}$$

[15]) Für eine gleichförmig belastete rechteckige Platte von den Dimensionen a und b ergibt sich die Lösung der Differentialgleichung (14) bekanntlich in folgender Gestalt:

$$\zeta = \frac{q\,b^4}{B} \psi\left(\frac{b}{a}, \frac{x}{a}, \frac{y}{b}\right)$$

Falls die Bedingung $H = \sqrt{B_1 B_2}$ erfüllt wird, kann daraus nach dem Obigen die entsprechende Lösung der allgemeinen Differentialgleichung (13) direkt abgeleitet werden. Es genügt dazu B mit $B_2$, a mit $a \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}$ und x mit $x \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}$ zu vertauschen. Sind die Zahlenwerte der Funktion $\psi$ bei verschiedenen Werten der Argumente $\frac{b}{a}$, $\frac{x}{a}$, $\frac{y}{b}$ für die isotrope Platte berechnet worden, so gelten sie auch für die gleichen Werte von $\frac{b}{a} \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}$, $\frac{x}{a}$, $\frac{y}{b}$ der gegebenen anisotropen Platte von den Dimensionen a und b.

Anders verhält sich die Sache bei den rechtwinkligen Blechbalkennetzen u. dgl., da dieselben in der Regel eine im Vergleich zur Biegungssteifigkeit nur geringe Verdrehungssteifigkeit sowie verschwindend kleine reduzierte Querdehnungszahlen $\frac{1}{m_1}$ und $\frac{1}{m_2}$ aufweisen. Es ist in diesem Falle

$$H < \sqrt{B_1 B_2}$$

und man wird, ebenso wie für Wellblechtafeln,

$$H = 2C$$

ansetzen können. Bezeichnen $2C_1$ und $2C_2$ die auf die Einheit der Querschnittsbreite bezogenen Verdrehungssteifigkeiten der X-Balken bzw. Y-Balken des Netzes, so ist offenbar

$$2C = C_1 + C_2$$

zu setzen.

Man sieht schon jetzt, daß das Verhältnis $(H : \sqrt{B_1 B_2})$ in der allgemeinen Theorie eine wichtige Rolle spielen muß. Wir wollen deshalb die abkürzende Bezeichnung:

$$\frac{H}{\sqrt{B_1 B_2}} = \eta \text{ (die Steifigkeitszahl)}$$

einführen. Für Eisenbetonplatten wird meist $\eta > 1$ sein, im Falle der Isotropie des Plattenstoffes wird $\eta = 1$ und für Wellblechtafeln, Balkennetze u. dgl. $\eta < 1$.

Die Hauptschwierigkeit, auf die man bei der Anwendung der allgemeinen Theorie auf die bewehrten Betonplatten stößt, bieten, wie bereits oben angedeutet worden ist, die starken Abweichungen des Betons vom Hookeschen Gesetz. Diese Schwierigkeit trat schon bei zahlreichen Biegungsversuchen mit Eisenbetonbalken auf, indem die beobachteten Durchbiegungen bei ein- bis zweifacher Nutzlast drei- bis zweimal kleiner waren als die berechneten, wenn, wie üblich, die Biegungssteifigkeit auf Grund jener vereinfachenden Annahmen bestimmt worden ist, welche mit ausreichender Annäherung erst dem Biegungsstadium IIb entsprechen. Zu diesen Annahmen gehören bekanntlich:

1. die Außerachtlassung der Betonzugspannungen,
2. lineare Verteilung der Druckspannungen und
3. $n = 15$ als Durchschnittswert des Verhältnisses $E_f : E_b$.

Der einfachen Nutzlast dürfte zweifellos besser die Annahme des Stadiums I entsprechen, bei der weiteren Steigerung der Belastung kann jedoch weder diese noch jene Annahme den bescheidensten Ansprüchen auf Genauigkeit genügen, da der Übergang zwischen den stark voneinander abweichenden Bedingungen beider Stadien naturgemäß kontinuierlich vor sich geht. Die einigermaßen befriedigende Annäherung der berechneten und beobachteten Größen in Zwischenstadien könnte vielleicht durch die Annahme eines veränderlichen und von der Randspannung in Beton abhängigen mittleren Wertes von $E_b$ im ganzen Balkenquerschnitt erreicht werden. Noch komplizierter wird die Sache bei bewehrten Betonplatten, teils wegen des zweidimensionalen Spannungszustandes und teils infolge der unendlich hochgradigen statischen Unbestimmtheit der Plattenwirkung. Die Versuche müssen vor allem aufklären, ob das Stadium IIb in einem von den Momenten $M_1$ und $M_2$ beanspruchten Plattenelemente immer gleichzeitig beide Biegungssteifigkeiten beeinflußt oder ob es möglich ist, daß die dem größeren bzw. dem gefährlicheren Moment entsprechende Biegungssteifigkeit bereits das Stadium IIb erreicht und die andere noch in einem früheren Stadium verbleibt. Es ist von vornherein klar, daß die Antwort auf diese Frage sehr großen Einfluß auf die Bedeutung der Plattenwirkung haben wird, denn die Biegungssteifigkeit erleidet eine starke Abnahme in nacheinander folgenden Stadien.

Im Stadium I bestimmt das reduzierte Trägheitsmoment bei einseitiger Bewehrung die leicht abzuleitende Formel

$$J^{I} = \frac{h}{12}\left[h^2 + 12\left(\frac{h}{2} - c\right)^2 \frac{n f'}{h + n f'}\right]^{16)} \quad \ldots\ldots (16$$

wenn c die Achsenentfernung der Bewehrungsstäbe vom Querschnittsrande und f' die auf die Einheit der Querschnittsbreite bezogene Querschnittsfläche dieser Stäbe bezeichnet. Die entsprechende Entfernung z der neutralen Achse von der gedrückten Randschicht ist gegeben durch die Gleichung:

$$z - \frac{h}{2} = \left(\frac{h}{2} - c\right) \frac{h}{h + n f'}$$

Dagegen rechnet man bekanntlich für das Stadium IIb:

$$z = n f'\left(\sqrt{1 + \frac{2 h_1}{n f'}} - 1\right)$$

und

$$J^{IIb} = \frac{z^3}{3} + n f' (h_1 - z)^2 \; ^{17)} \quad \ldots\ldots (17$$

wenn $h_1 = h - c$.

Dieser Wert von J muß immer viel kleiner sein als der erstere, abgesehen davon, daß dem Stadium IIb ein kleinerer Wert von $E_b$ als dem Stadium I entspricht. Wir bekommen

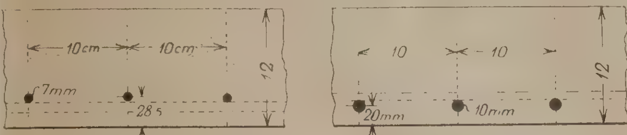


Abb. 7.

beispielsweise für die beiden in der Abb. 7 dargestellten Hauptquerschnitte einer kreuzweise bewehrten Platte nach der Formel (16) mit $n = 10$:

$$J_1 = 147{,}65 \text{ cm}^3, \quad J_2 = 155{,}86 \text{ cm}^3, \quad J_2 : J_1 = 1{,}06;$$

und nach der Formel (17) mit $n = 15$:

$$J_1 = 30{,}27, \quad J_2 = 63{,}84, \quad J_2 : J_1 = 2{,}11.$$

Der Einfluß der Bewehrung auf die Biegungssteifigkeit ist also anfangs verhältnismäßig gering und wächst erst stark mit der Annäherung an das Stadium IIb, d. h. mit der Steigerung der Belastung. Wenn es möglich wäre, daß sich $B_2$ schon dem Stadium IIb nähert, während $B_1$ noch so gut wie im Stadium I verbleibt, so könnte das Verhältnis $J_2 : J_1$ auch Werte erreichen, die an $63{,}8 : 147{,}7 = 0{,}43$ grenzen. So große Schwankungen des Verhältnisses $J_2 : J_1$ bzw. $B_2 : B_1$, das in der Theorie der Eisenbetonplatten offenbar eine sehr wichtige Rolle spielt, dürften bei Versuchen sehr deutlich zum Vorschein kommen; weiteres darüber folgt später im II. Teile.

(Fortsetzung folgt.)

---

16) Genau genommen sollte hier (n—1) anstatt n stehen, weil dort, wo im Querschnitt die Eisenfläche vorhanden ist, die entsprechende Betonfläche fehlen muß.

Die Ableitung der obigen Formel geschieht am einfachsten, wenn zuerst das Trägheitsmoment J' in bezug auf die Mittellinie der Plattenhöhe h berechnet wird. Bezeichnet $z_0$ den Abstand dieser Linie von der Schwerpunktslinie des reduzierten Querschnitts F, so ist bekanntlich:

$$J = J' - F z_0^2$$

Man findet auf diese Weise zuerst:

$$J' = \frac{h^3}{12} + (n-1) f' \left(\frac{h}{2} - c\right)^2$$

dann

$$z_0 = \frac{(n-1) f' \left(\frac{h}{2} - c\right)}{h + (n-1) f'}$$

und

$$J = \frac{h^3}{12} + (n-1) f' \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 - \frac{(n-1)^2 f'^2 \left(\frac{h}{2} - c\right)^2}{h + (n-1) f'}$$

woraus nach einfachen Reduktionen die Formel (16) mit (n — 1) statt n entsteht.

17) Nach dem Einsetzen des obigen Wertes für z nimmt diese Formel folgende Gestalt an:

$$J^{IIb} = \frac{n f'}{3}\left[3 (h_1 + n f')^2 - 2 (2 h_1 + n f') \sqrt{n f' (2 h_1 + n f')} - n^2 f'^2\right] \quad (17'$$

# STRASSENBRÜCKE ÜBER DIE DRINA BEI BAJNA-BASTA.

*Von G. Mensch, Charlottenburg, Beratender Ingenieur und Assistent a. d. Techn. Hochschule.*

Zu den umfangreichen Reparationsleistungen, welche das Deutsche Reich bisher ausgeführt hat, gehört auch die Lieferung von 15 eisernen Brücken nach Serbien. Die Entwürfe hierfür waren von dem serbischen Bautenministerium aufgestellt und im Sommer des Jahres 1921 wurden von dem deutschen Reichskommissar für Aufbauarbeiten die Überbauten dieser Brücken an deutsche Eisenbaufirmen vergeben. Der Unterbau und die Montagearbeiten gehörten nicht zu den deutschen Leistungen, jedoch hat sich das serbische Bautenministerium vorbehalten, die Montage der Brücken an deutsche Firmen zu vergeben.

Die Firma Nöcker A.-G., Gleiwitz, jetzt Oberschlesische Meguin A.-G., erhielt den Auftrag auf die Landstraßenbrücke über die Drina bei Bajna-Basta, deren System, wie es von dem serbischen Bautenministerium vorgesehen war, in der Abb. 1 dargestellt ist.

Es handelt sich dabei um eine Balkenbrücke mit zwei seitlichen freischwebenden Auslegern. Die gesamte Brückenlänge beträgt 140 Meter und der Abstand der beiden Mittelpfeiler ist mit 84 m derart bemessen, daß die Momente infolge Eigengewicht in Brückenmitte und über den Strompfeilern gleich sind.

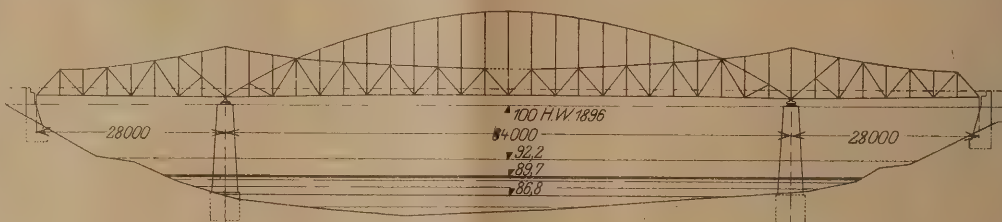



**Abb. 1.** Entwurf des serbischen Bautenministeriums.

Der Auftrag wurde damals zu einem festen Tonnenpreis vergeben und die ausführende Firma hatte den selbstverständlichen Wunsch, die Werkstatt- und Büroarbeiten nach Möglichkeit einzuschränken. Es lag daher der Gedanke nahe, ein anderes System für die Hauptträger vorzuschlagen, welches bei einem nicht höheren Gewichte und einem möglichst noch gefälligeren Aussehen die Werkstatt- und Büroarbeiten wesentlich verminderte. Die Oberschlesische Meguin A.-G. setzte sich daher mit dem Verfasser in Verbindung zwecks Anfertigung von Skizzen für andere Ausführungen der Hauptträger. Die neuen Vorschläge wurden in einer Besprechung in Belgrad zwischen Beamten des serbischen Bautenministeriums einerseits und dem Vertreter des Reichskommissars sowie Vertretern der deutschen Eisenbaufirmen andererseits vorgelegt, und es wurde der in Abb. 2 dargestellte Entwurf für die Hauptträger als Ersatz für die zuerst geplante Ausführung angenommen. Die weitere Entwurfsbearbeitung sowie auch die konstruktive Durcharbeitung erfolgte im Bauingenieurbüro des Verfassers[1]).

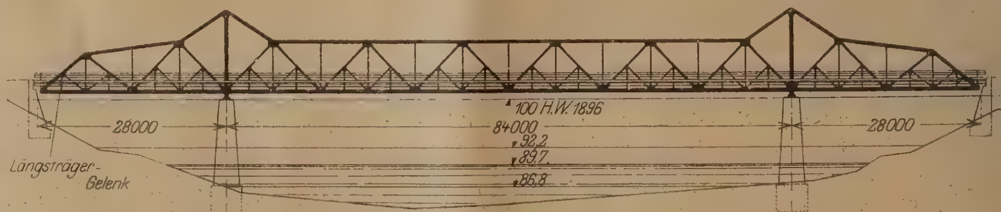



**Abb. 2.** Ausgeführter Entwurf.

Bei der Wahl des Systems war der Gedanke maßgebend, ein Tragwerk mit nur 2 Gurtungen und ein möglichst weitmaschiges Fachwerk mit weniger Stäben und Knotenpunkten als vorher vorzuschlagen. Gleichzeitig wurde darauf Bedacht genommen, ein möglichst gefälliges Aussehen zu erzielen, was durch die Wahl eines Strebenfachwerkes, welches in ruhigen und straffen Linien das Tragwerk zur Geltung bringt, erreicht scheint. Für die Höherführung des Obergurtes über den Strompfeilern war einerseits die Anordnung der Querportale maßgebend, andererseits die Absicht, die Trägerhöhe an dieser Stelle mit Rücksicht auf eine möglichst geringe Durchbiegung der Kragarme größer zu machen, als es in dem früheren Entwurfe der Fall war. Die schräge Lage der Obergurte der Kragarme wurde so gewählt, daß die Neigung der äußersten Streben ungefähr die gleiche ist als die Neigung der Obergurtstäbe über den Strompfeilern. Dadurch wurde ein ruhiger Verlauf des Obergurtes erzielt und gleichzeitig durch die scharfen Knicke ein straffer Linienzug erreicht.

### Belastungen und zulässige Beanspruchungen.

Als Belastung waren vorgeschrieben für die Berechnung der Hauptträger Menschengedränge von 460 kg/m², für die Fahrbahnglieder Wagen von 12 t Gewicht mit je 6 t Achsdruck bzw. eine Dampfwalze von 18 t Gewicht mit acht Tonnen Raddruck des Vorderrades und je 5 Tonnen Raddruck der Hinterräder.

Für die zulässige Beanspruchung galt allgemein $\sigma = 800 + 3\,l$, wo $l$ die Stützweite der Fahrbahnglieder oder des Hauptträgers in m bedeutet. Dabei durfte für Eigengewicht und Nutzlast $\sigma = 1050$ kg/cm² und für Eigengewicht, Nutzlast und Wind $\sigma = 1200$ kg/cm² nicht überschritten werden. Für die Kragarme der Hauptträger war statt $l$ der Wert $0{,}85\,l$ zu setzen, worin $l$ die Stützweite der Mittelöffnung bedeutet. Für die Druckglieder war der Wert $\sigma = \frac{P}{F}$ mit einem von dem Schlankheitsgrade abhängigen Abminderungsfaktor nach den Formeln von Euler-Tetmajer zu multiplizieren. Der erhaltene Wert durfte die Spannungen 1050 kg bzw. 1200 kg nicht überschreiten.

### Beschreibung des Bauwerkes.

Der Abstand der Hauptträger beträgt von Mitte bis Mitte 6 m. Um bei etwaigen Durchbiegungen der Kragarme keinen Höhenunterschied zwischen dem Brückenende und dem Widerlager zu erhalten, sind die letzten Fahrbahnfelder beiderseits als Schleppträger ausgebildet und dementsprechend über dem Querträger der vorletzten Knotenpunkte in der Fahrbahn Unterbrechungen vorgesehen. Das Längsgefälle der Brücke beträgt 1:200. In der Ebene der Untergurtungen liegt ein durchgehender Windverband mit gekreuzten Streben, während in der Mittelöffnung und über einen Teil der Kragarme ein

[1]) Nebenher sei erwähnt, daß das neue System der Hauptträger auch für die Drina-Brücke bei Ljubovija, welche die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Werk Gustavsburg in Auftrag erhalten hatte, zur Ausführung bestimmt wurde.

oberer rhombenförmiger Windverband angeordnet ist. Dieser gibt seine Auflagerkräfte an die über den Strompfeilern stehenden Portale (Abb. 3) ab, welche sie unmittelbar in die Auflager leiten. Entsprechend dem oberen Windverband ist auch die Ausfachung der Portale rhombenartig ausgebildet, um für alle über der Fahrbahn liegenden, dem Beschauer sichtbaren Querverbindungen der Hauptträger eine einheitliche Linienführung zu erzielen.

Die aus Holzpflaster und Eisenbetonrippenplatten bestehende, 4,7 m breite Fahrbahndecke wird von 5 Längsträgersträngen getragen, welche wieder in 3,5 m Abstand von Querträgern gestützt werden (s. Abb. 3). Die Fußwegabdeckung

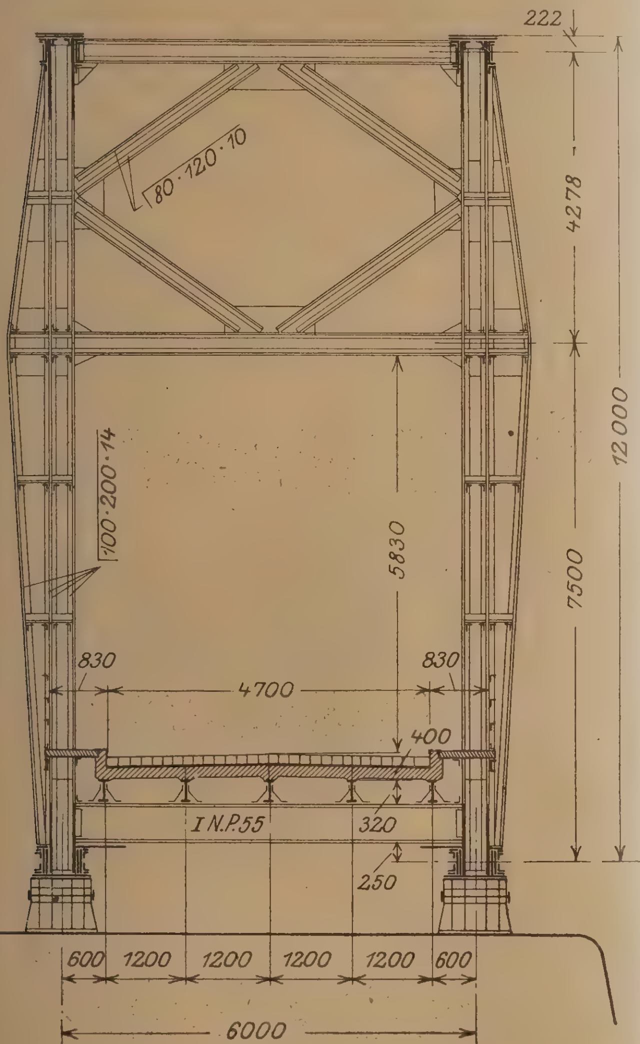



**Abb. 3.** Portal und Fahrbahnquerschnitt.

erfolgt durch Eisenbetonplatten mit Asphaltbelag, welche einerseits auf den Eisenbetonrippenplatten der Fahrbahnkonstruktion, andererseits auf Fußwegrandträger außerhalb der Hauptträger liegen. Die Geländer befinden sich an der Außenkante der Hauptträger.

## Bauliche Einzelheiten.

Durch die Wahl des Systems hat sich die Ausführung der Hauptträger sehr einfach gestaltet. Die Obergurte bestehen aus 2 [ NP 30 mit entsprechenden Verstärkungen durch Platten. Die Untergurte sind doppelwandige Querschnitte aus je 2 Stehblechen von 400 m Höhe mit Winkeleisen und Platten. Sämtliche Füllungsglieder bilden einwandige Querschnitte aus Stehblech und Winkeleisen und z. T. aus I-Eisen mit Verstärkungen durch aufgelegte [-Eisen und Platten. Sämtliche Pfosten bestehen aus I NP 36. Die Portale sind als einwandige Querschnitte ausgeführt, wie aus der Abb. 3 hervorgeht. Zur Aufnahme der Biegungsmomente sind die senkrechten Pfosten der Portale an der Stelle der größten Momente durch Vergrößerung der Trägerhöhe nach außen hin entsprechend verstärkt.

## Durchbiegungen und Überhöhungen.

Für die Endpunkte der Kragarme sowie für die Mitte der Brücke sind die Durchbiegungen für Eigengewicht und Verkehrslast getrennt ermittelt. Für den ersteren Punkt betragen sie — 12 mm bzw. + 33 m und für den Mittelpunkt der Brücke + 52 mm bzw. 39 mm. Es findet also eine geringe Hebung der Kragarmenden infolge Eigengewicht statt. In der Abb. 4 ist die Biegungslinie des Untergurtes durch Eigengewicht dar-

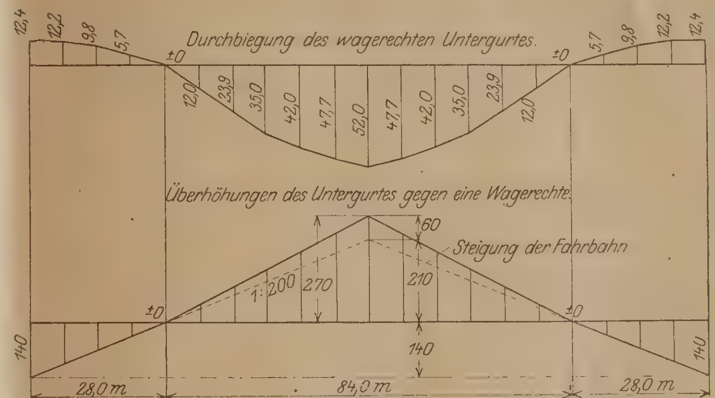



**Abb. 4.**

gestellt und darunter die Überhöhung gegen eine Wagerechte. Wie daraus ersichtlich ist, wurden die Kragarme in der Neigung 1:200 des Längstgefälles ohne Überhöhung belassen, während die Mittelöffnung um 60 mm geradlinig überhöht worden ist.

## Montage.

Nach den Vorschriften des serbischen Bautenministeriums soll die Montage ohne Gerüste in der Mittelöffnung in der Weise erfolgen, daß der auf der einen Uferseite zusammengebaute Teil des Überbaues mit Hilfe eines behelfsmäßigen Schnabels über den einen Strompfeiler herübergeschoben wird. Die Berechnung für diesen Bauzustand hat ergeben, daß die beiden mittleren Streben durch 2 Platten verstärkt werden mußten. Für die Pfosten ist von einer Verstärkung abgesehen worden und vorgesehen, daß durch behelfsmäßige Absteifungen die Knicklänge halbiert wird.

## Das Gewicht

der Brücke beträgt 552 t Flußeisen und 10 t Gußeisen für die Lager, zusammen 562 t, d. h. also für 1 m² Grundfläche 670 kg. Dieses verhätnismäßig hohe Gewicht erklärt sich durch die kleine Grundfläche infolge des geringen Hauptträgerabstandes und der fehlenden Fußwegauskragungen.

Die Oberschlesische Meguin A.-G. hat den Überbau für die Brücke nach Abnahme durch einen serbischen Beamten abgeliefert. Über die Montage ist noch nichts bekannt geworden.

# ROHRWANDBEANSPRUCHUNG GERADER UND GEKRÜMMTER FLÜSSIGKEITSLEITUNGEN MIT KREISFÖRMIGEM QUERSCHNITT UND STETIGER AUFLAGERUNG AUF DER ROHRSOHLE.

*Von Dr.-Ing. Wilhelm Adolf Stark, Karlsruhe, Oberingenieur bei Dyckerhoff & Widmann A.-G.*

## A. Die Seitenkraft in Rohrkrümmungen und ihre Aufnahmemöglichkeiten.

In der Zeitschrift des Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1904 hat Forchheimer die Momente in den Wandungen gerader Rohrleitungen ermittelt, wie sie infolge des vom Scheitel bis zur Sohle anwachsenden Flüssigkeitsdruckes bei wagerechten Rohrstrecken entstehen. Die Ergebnisse seiner Untersuchungen sind von Koehn in das Handbuch der Ingenieurwissenschaften (Abt. Wasserkräfte 1907, S. 891 ff) aufgenommen worden. Ähnliche Ableitungen lassen sich auch für Rohrkrümmungen durchführen. Schneidet man in einer krummen wagerechten Rohrstrecke das Rohr normal zur Rohrachse durch, so hat die Wasserdruckresultante auf den Rohrquerschnitt für eine Druckhöhe h der Flüssigkeit mit einem spez. Gewicht $\gamma$ und für einen Radius r des kreisförmigen Rohres die Größe: $D = \pi . r^2 . h . \gamma$. Sie ändert zwei benachbarten um die Längeneinheit voneinander entfernten Schnitten ihre Richtung um den Winkel $\omega$; es entsteht also eine Seitenkraft, quer zur Rohrachse nach außen wirkend, die als Radialdruck zu den genannten tangential gerichteten Achsresultanten für einen Achsradius $\varrho$ der Krümmung mit $\omega . \varrho = 1$ die Größe

$$H = D\,\omega = \frac{\pi r^2}{\varrho} h \gamma$$

haben muß und die im allgemeinen größer ist als die gleich gerichtete Zentrifugalkraft der bewegten Flüssigkeitsmasse in der Rohrkrümmung. Die Rohrwandungen müssen in der Lage sein, diese Seitenkraft aufzunehmen und weiterzuleiten. Es kann dies durch Tangentialkräfte $Z = D$ in der Längsrichtung des Rohres geschehen, insbesondere, wenn das Rohr einen in sich geschlossenen Kreisring darstellt, aber auch dadurch, daß die in der Krümmung als Ringzugkraft von der Größe Z wirkende Tangentialkraft in den etwa anschließenden geraden Rohrstrecken entsprechend verankert und durch Reibung oder dgl. in den Untergrund weitergeleitet wird. Die Seitenkraft kann aber auch im Rohrquerschnitt selbst durch dessen Wandsteifigkeit aufgenommen und auf die Fundamentsohle des Rohres übertragen oder durch äußere Rohrwiderlager abgefangen werden. In Wirklichkeit treten beide Aufnahmemöglichkeiten der Seitenkraft im allgemeinen gleichzeitig auf, wobei das Verteilungsmaß auf beide sich an die Widerstandsmöglichkeit in beiden Richtungen nach Maßgabe der Elastizität anpaßt. Bei Anordnung von Dehnungsfugen oder nicht zugfesten Stoßfugen an den Krümmungsenden oder bei schwacher Längsbewehrung von Eisenbetonröhren ist aber nur Queraufnahme möglich. Die letztere stellt einen wichtigen Grenzfall dar; es soll deshalb festgestellt werden, in welcher Weise die Seitenkräfte unmittelbar im Rohrquerschnitt selbst ohne Heranziehung der benachbarten Rohrstrecken aufgenommen werden können, wenn das Rohr in seiner Längsrichtung stetig auf dem Untergrund aufruht. Es wird hierbei angenommen, daß das Rohr auf die ganze Breite horizontal gelagert ist, daß also durch Verstärkung der unteren Rohrzwickel eine durchgehende querhorizontale Lagerfuge hergestellt wird und daß die Auflagerreaktionen aus vertikalen Auflagerpressungen bestehen, zu welchen bei horizontalen Rohrkrümmungen noch eine wagerechte Reibungskraft in der Größe der Seitenkraft dazukommt. Diese Annahme ist etwas ungünstiger als diejenige, welche Forchheimer für gerade Rohrstrecken gemacht hat und nach welcher das Rohr mit unverstärkter Sohlrundung in die Erde gebettet ist, der Gegendruck der Erde radial verläuft und proportional dem cosinus des Zentriwinkels des Rohres von dem Sohlpunkt aufwärts ist. Es ist aber die Ausbildung querhorizontaler Lagerfugen nicht nur bei Krümmungen allgemein empfehlenswert, sondern auch bei geraden Rohrstrecken gebräuchlich, wenn die Rohre aus Eisenbeton hergestellt werden.

## B. Verfahren der angewendeten statischen Untersuchung.

Der Kreisrohrquerschnitt wird auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem bezogen, dessen Ursprung im Rohrmittelpunkt liegt und dessen Y-Achse nach oben, dessen X-Achse nach rechts gerichtet ist. Um die Integrationen für den Kreisumfang in den vorgenommenen Untersuchungen einfacher durchführen zu können, wird außerdem der Zentriwinkel $\psi$, von der Y-Achse im Sinne des Uhrzeigers nach rechts drehend, als Polarkoordinate eingeführt. Die Koordinaten des Rohrumfanges sind dann:

$$x = r . \sin \psi; \quad y = r . \cos \psi.$$

Das Längenelement des Rohrwandumfanges hat die Größe

$$ds = r . d\psi;$$

Der gesamte innere Wasserdruck wird zweckmäßig in den konstanten Überdruck $q = q_0$ über dem Rohrscheitel und den wechselnden Zusatzdruck $p = r - y = r\,(1 - \cos \psi)$ zerlegt. Bei wagerechten geraden Rohrleitungen bewirkt dann der Überdruck nur Ringkräfte, während Momente in den Wandungen nur durch den Zusatzdruck entstehen.

Wegen der Sohlverstärkung sind die Wandstärken der Fußzwickel größer als in der oberen Rohrhälfte und in der Sohlfuge. Die Rohrwandachse ist deshalb auch nicht mehr genau ein Kreis. Es wird aber mit der Kreisform und konstanten Trägheitsmomenten der Rohrwandfugen als Näherung gerechnet, um einfach integrierbare Ergebnisse zu erhalten, die dann nicht ganz genau sind. Es werden aber so allgemein verwendbare Gebrauchsformeln gewonnen, welche eine umständliche genaue Berechnung für jeden Einzelfall, wie solche bei Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes erforderlich würde, entbehrlich machen. Ebenso wird in Krümmungen die größere Länge der konvexen Rohrfugen in der Rohrrichtung bei Bestimmung der Trägheitsmomente der Fugen vernachlässigt, da nur Krümmungen mit verhältnismäßig großem Krümmungsradius untersucht werden sollen, also auch hier mit konstanten Trägheitsmomenten gerechnet. Die Bodenpressungen werden bei geraden Rohrstrecken und vertikalen Rohrkrümmungen gleichmäßig verteilt und bei horizontalen Krümmungen nach dem Hookeschen Gesetz trapezförmig verteilt angenommen, wobei im letzteren Fall die Mehrlänge der konvexen Rohrseite bei Ermittelung des Widerstandsmomentes der Bodenfuge wieder vernachlässigt wird.

Die vorgenannten Näherungsannahmen gestatten eine einfache Ermittelung der Kraftwirkungen im dreifach statisch unbestimmten System, weil der Schwerpunkt der elastischen Gewichte $\frac{ds}{EJ}$ mit dem Kreismittelpunkt zusammenfällt. Es ergeben sich dann für den Kreismittelpunkt die 3 statisch unbestimmten Größen $M_0$, $H_0$ und $V_0$ direkt. Als statisch bestimmtes Grundsystem wird hierbei ein im Scheitel durchschnittener Rohrkreis zugrunde gelegt. Die Formänderung durch Normal- und Querkräfte kann als geringfügig gegenüber derjenigen durch die Momente vernachlässigt werden.

## C. Wandmomente bei geraden Rohrstrecken.

Bei geraden Rohrstrecken treten für den Überdruck q über dem Rohrscheitel keine Momente in den Rohrwandungen, sondern nur Ringkräfte $R = q . r$ auf, während für den Zusatzdruck p vom Rohrscheitel bis zur Rohrsohle solche

Momente entstehen. Die letzteren werden für den Fall der Rohrlagerung auf der Sohlkante und für eine querhorizontale Auflagerung des Rohres auf halbe und ganze Rohrbreite nach der Theorie des elastischen Bogens bestimmt, dieselben erhalten allgemein bei Vernachlässigung der Rohrwandstärke die Form: $M = \zeta . r^3$. Im ersten Grenzfalle der Kantenlagerung werden z. B. die Wandmomente

im Rohrscheitel: $M = + 0{,}250 . r^3$ (Zug innen);
an den Rohrkämpfern: $M = - 0{,}319 . r^3$ (Zug außen);
in der Rohrsohle: $M = + 0{,}750 \; r^3$ (Zug innen).

Es sind dies dieselben Werte, die auch Forchheimer für diesen Fall ermittelt hat. Für die beiden andern Fälle der Rohrlagerung sind die erhaltenen Werte für die Wandmomente in der beigegebenen Zusammenstellung von Formeln und Gebrauchswerten mitgeteilt; es ist dort auch der Zuwachs $\Delta R = \eta . r^2$ der Ringkraft infolge des Zusatzdruckes p vom Rohrscheitel bis zur Rohrsohle beigefügt, der zur Ringkraft R aus dem Überdruck q zu addieren ist. Die Wandmomente werden bei querhorizontaler Lagerung des Rohres auf die ganze Rohrbreite etwas größer als bei der Forchheimerschen Annahme der einfachen Einbettung des Rohres in den Untergrund; in der Rohrsohle ist z. B. bei Forchheimer: $M = + 0{,}1370 \; r^3$;
hier: $M = + 0{,}2203 \; r^3$;

In den Formeln ist auch der Fall einer Flüssigkeit mit andern spezifischen Gewichten als Wasser, der Fall erheblicher Wandstärke und derjenige verschiedenartiger Neigung des Rohres gegen die Wagerechte berücksichtigt. Zu beachten ist, daß die Wandmomente gerader Rohrstrecken aus dem Zusatzdruck p vom Rohrscheitel abwärts nur bei den steifen Eisenbetonröhren, bei welchen auch die vorausgesetzte querhorizontale Rohrlagerung im allgemeinen zutrifft, auch bei vollem Überdruck ganz zur Wirkung gelangen, während bei den verhältnismäßig dünnen Eisenröhren hoher Überdruck durch Formänderung die Achslinie der Rohrwandung der Hängelinie aus der unregelmäßigen Rohrbelastung anpaßt, die Wandmomente aus dem Zusatzdruck also verkleinert, die demnach bei Eisen nur bei alleiniger Scheitelfüllung voll zur Geltung kommen.

### D. Rohrkrümmungen mit Quersteifigkeit der Rohrwandung.

Bei Rohrkrümmungen kann zunächst der Einfluß der Zentrifugalkraft, der im allgemeinen gering ist, in der Weise berücksichtigt werden, daß zu der normalen Druckhöhe q der Flüssigkeit die Zusatzhöhe $\Delta h = v^2 : g$ aus der Zentrifugalkraft addiert wird. Es ist dann nur noch die gesamte Seitenkraft aus der größeren Wandfläche auf der konvexen Krümmerseite zu ermitteln, die für wagerechte Rohrkrümmungen mit H und für lotrechte mit S bezeichnet wird. Die Seitenkraft verursacht bei genügender Quersteifigkeit der Rohre Wandmomente, welche getrennt für den Überdruck q über dem Rohrscheitel und für den Zusatzdruck p vom Rohrscheitel abwärts auf die Längeneinheit des Rohrkrümmers bestimmt werden und welche zu den Wandmomenten der geraden Rohrstrecken zu addieren sind. Diese Zusatzmomente lassen sich für kleine Wandstärken in folgende Form bringen:

wagerechte Krümmungen: $M = \varkappa . r^3 . q : \varrho + \varepsilon . r^4 : \varrho$;
lotrechte Krümmungen: $M = \mu . r^3 . q : \varrho + \tau . r^4 \cos \chi : \varrho$,

worin $\chi$ die Neigung des Rohrquerschnittes gegen die Vertikale bedeutet. Die Änderung der Ringkräfte in der Rohrkrümmung kann vernachlässigt werden, da nur Krümmungen mit verhältnismäßig großem Krümmungsradius $\varrho$ untersucht werden. Dagegen ist der Einfluß einer erheblichen Wandstärke d der Röhren und eines andern spezifischen Gewichtes als desjenigen von Wasser in den Formeln und Gebrauchswerten der beigegebenen Zusammenstellung berücksichtigt.

Bei wagerechten Rohrkrümmungen wirkt die Seitenkraft horizontal im Rohrschwerpunkt und wird durch Schrägstellung der Auflagerpressungen des Rohres aufgenommen, wobei die Richtung der Pressungen im Rahmen des zulässigen Reibungswinkels und ihre Resultierende im inneren Drittel der Auflagerfuge bleiben muß.

Bei lotrechten Rohrkrümmungen ist die Seitenkraft für oben konvexe Krümmer nach oben gerichtet, also im zu verstärkenden oder künstlich zu belastenden Fundament zu verankern; für oben konkave Krümmer ist die Seitenkraft nach unten gerichtet und erhöht die Auflagerpressungen des Rohres.

### E. Krümmerwiderlager.

Die Seitenkraft der Rohrkrümmer kann im Rohrquerschnitt selbst auch dadurch aufgenommen werden, daß bei wagerechten Rohrkrümmungen auf der konvexen Außenseite besondere Widerlager zur Aufnahme angeordnet werden oder bei wagerechten und lotrechten Krümmern die ganzen Rohre in kräftige Mauerwerks- oder Betonklötze einbetoniert werden, wie sie besonders bei nach oben konvexen Rohrkrümmern zur Verankerung derselben gegen Abheben vom Untergrund oder bei scharfen Rohrkrümmern oder Rohrknicken erforderlich werden. Eine vergleichsweise Berechnung hat gezeigt, daß bei wagerechten nicht zu scharfen Krümmungen von Eisenbetonrohrleitungen eine Wandverstärkung sich gegenüber Widerlagerausbildung als wirtschaftlicher erweist, da hierbei geringere Baumassen erforderlich werden.

### F. Seitenkraftaufnahme durch Längsringkräfte im Krümmer.

Der andere Grenzfall der Seitenkraftaufnahme durch Längsringkräfte im Krümmer ist ebenfalls vergleichs- und näherungsweise untersucht worden. Die auftretenden Längsringkräfte, welche im Grenzfall die Größe $Z = \pi r^2 q$ besitzen, erweisen sich als verhältnismäßig gering, es treten aber erhebliche, besonders bei lotrechten Rohrkrümmungen, schwer ermittelbare Längsmomente in den Rohrwandungen auf, auch müssen die Längsringkräfte in den an die Krümmung anschließenden geraden Rohrstrecken verankert werden, so daß sich dieser Grenzfall nur bei eisernen Rohrleitungen unter Umständen empfiehlt. Im allgemeinen wird es richtig sein, die Seitenkraftaufnahme auf die Längs- und Querrichtung des Krümmers sachgemäß zu verteilen und der Natur des für die Rohrerstellung gewählten Baustoffes entsprechend bei Eisenbetonröhren zur Rissesicherheit etwa $^1/_3$ der Seitenkraft durch Längsringkräfte im Krümmer, $^2/_3$ durch Quersteifigkeit des Rohres und bei Eisenröhren zur sparsamen Ausnutzung der Eisenfestigkeit $^2/_3$ in der Längsrichtung und $^1/_3$ in der Querrichtung des Krümmers aufzunehmen.

### G. Zusammenstellung von Formeln und Gebrauchswerten.

| Betreff | Momente und Normalkräfte | | Zusatzmomente für | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Gerade Rohrstrecke | | horizontale Krümmer | | vertikale Krümmer | |
| | Auflagerbreite: s = 2 r = Rohrbreite | | | | | |
| $\psi°$ | $\zeta$ | $\eta$ | $\varkappa$ | $\varepsilon$ | $\mu$ | $\tau$ |
| 0 | + 0,1723 | + 0,5833 | — | — | — 0,1723 | — 0,0057 |
| 45 | + 0,0170 | + 0,4280 | — 0,3707 | — 0,2037 | — 0,0170 | — 0,0170 |
| 60 | — 0,0733 | + 0,3376 | — 0,3761 | — 0,2313 | + 0,0733 | — 0,0099 |
| 90 | — 0,1964 | + 0,2146 | — 0,1320 | — 0,1313 | + 0,1964 | + 0,0297 |
| 135 | — 0,0170 | + 0,7865 | + 0,5559 | + 0,3898 | + 0,0170 | + 0,0270 |
| 150 | + 0,1007 | + 1,0985 | + 0,5780 | + 0,4338 | — 0,1007 | — 0,0166 |
| 180 | + 0,2203 | + 1,4167 | — | — | — 0,2203 | — 0,0535 |

Für die Einheit der Rohrlänge in ihrer Achse ist:

A. In geraden Rohrstrecken von der Längsneigung $\chi$:

Normalkraft: $N = \gamma \, (h_0 r + \eta \, r_m \, r \cos \chi)$

Wandmoment: $M = \gamma \, \zeta \, r_m^2 \, r \cos \chi$

B. In horizontalen Rohrkrümmungen mit großem Krümmungsradius $\varrho$:

Normalkraft: näherungsweise wie bei geraden Rohrstrecken.

Wandmoment: $M = \gamma \left[ \zeta\, r_m^2\, r \pm \varkappa \cdot \frac{r_m^2\, r}{\varrho} \left(h_0 + \frac{v^2}{g}\right) \pm \varepsilon \cdot \frac{r_m^2\, r^2}{\varrho} \right]$

Horizontale Seitenkraft: $H = \gamma \cdot \frac{r^2 \pi}{\varrho} \left(h_0 + \frac{v^2}{g} + r\right)$

Die oberen Vorzeichen gelten für die konvexe, die unteren für die konkave Krümmerseite.

C. In vertikalen Rohrkrümmungen mit großem Krümmungsradius $\varrho$:

Normalkraft: näherungsweise wie bei geraden Rohrstrecken.

Wandmoment:

$$M = \gamma \left[ \zeta\, r_m^2\, r \cos\chi \pm \mu \frac{r_m^2\, r}{\varrho} \left\{ c \mp (\varrho \pm r) \cos\chi + \frac{v^2}{g} \right\} \pm \tau \cdot \frac{r_m^2\, r^2}{\varrho} \cdot \cos\chi \right]$$

Vertikale Seitenkraft: $S = \pm \gamma \cdot \frac{r^2 \pi}{\varrho} \left(c \mp \varrho \cos\chi + \frac{v^2}{g}\right)$

Die oberen Vorzeichen gelten für oben konvexe, die unteren für oben konkave Rohrkrümmungen.

In diesen Formeln bedeuten: $\gamma$ = spez. Gewicht der Flüssigkeit, $v$ = Wassergeschwindigkeit, ferner:

I. Gerade Rohrstecken:

für $s = 2r$: $\iota = \frac{1}{4}\pi\,(1 - \sin\psi)^2$, $\nu = \frac{1}{2}\pi\,(1 - \sin\psi)\sin\psi$ } von $\psi = 90°$ bis $180°$

$\zeta = \zeta' - \iota$; $\zeta' = 0{,}589 - \frac{1}{2}\psi \sin\psi - 0{,}4167 \cos\psi$; $\eta = \eta' + \nu$; $\eta' = \zeta' + 0{,}411$.

Horizontale Rohrkrümmungen: $s = 2r$

$\alpha = (\frac{1}{2} - \frac{3}{4}\sin\psi + \frac{1}{4}\sin^3\psi)\,\pi$, von $\psi = 90°$ bis $\psi = 180°$

$\varkappa = \varkappa' - \alpha$; $\varkappa = -\frac{1}{2}\psi\cos\psi - 0{,}132 \sin\psi$

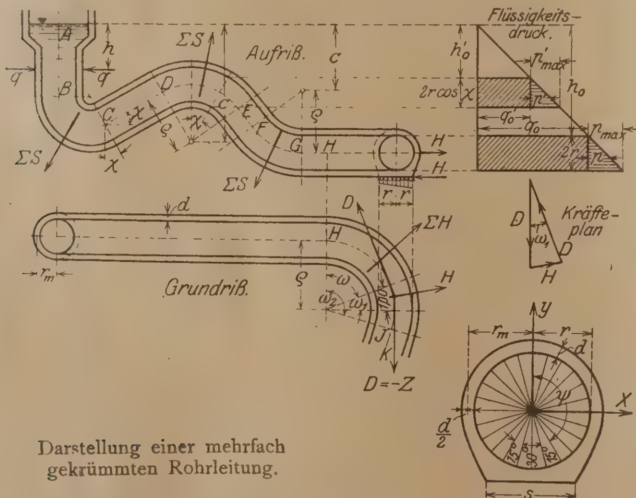
$\varepsilon = \varepsilon' - \alpha$; $\varepsilon' = \varkappa' + \frac{1}{6}\sin 2\psi$.

Vertikale Rohrkrümmungen: $s = 2r$

$\mu = \mu' + i$; $\mu' = \frac{1}{2}\psi \sin\psi - 0{,}589 + 0{,}4167 \cos\psi$;

$\tau = \tau' + i$; $\tau' = \mu' + \frac{1}{6}\cos 2\psi$.

Die Momente sind positiv, wenn sie Zug im Rohrinnern hervorrufen, also die Rohrwand verflachen, die Normalkräfte positiv, wenn sie Zugkräfte sind, und die lotrechte Seitenkraft positiv, wenn sie nach oben gerichtet ist, also das Rohr vom Fundament abzuheben trachtet.




Darstellung einer mehrfach gekrümmten Rohrleitung.

H. Beispiel eines wagerechten Rohrkrümmers aus Eisenbeton.

Gegeben: $r = 0{,}75$ m; $q = 20,$ m; $v = 2{,}5$ m/s; $\varrho = 15,$ m.

Es wird: $\Delta h = 2{,}5^2 : 9{,}81 = 0{,}64$;

$q' = 0{,}64 + 20, = 20{,}64$; $q' r^3 : \varrho = 0{,}58$;

$q'_m = 20{,}64 + 0{,}75 = 21{,}39$ t/m²;

Seitenkraft: $H = 0{,}1177 \cdot 21{,}39 = 2{,}52$ t/m (nach rechts gerichtet).

Die Momente ergeben sich für die einzelnen Lamellen unter Vernachlässigung der Rohrwandstärke und unter Verwendung der Beiwerte $\varkappa$, $\varepsilon$ und $\zeta$ wie folgt:

| $\psi°$ | Zusatzmomente Krümmung | | | Gerades Rohr | Gesamtmomente M in tm | | $\psi°$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_2$ in tm | $M_3$ in tm | $M_2 + M_3$ | $M_1$ in tm | rechts | links | |
| 0 | — | — | — | **+ 0,0726** | + 0,0726 | + 0,0726 | 360 |
| 45 | — 0,2152 | — 0,0043 | — 0,2195 | + 0,0072 | — 0,2123 | **+ 0,2267** | 315 |
| 60 | — 0,2182 | — 0,0048 | — 0,2230 | — 0,0309 | **— 0,2539** | + 0,1921 | 300 |
| 90 | — 0,0766 | — 0,0028 | — 0,0794 | **— 0,0830** | — 0,1624 | — 0,0036 | 270 |
| 135 | + 0,3225 | + 0,0082 | + 0,3307 | — 0,0072 | + 0,3235 | **— 0,3379** | 225 |
| 150 | + 0,3320 | + 0,0091 | + 0,3411 | + 0,0419 | **+ 0,3830** | — 0,2992 | 210 |
| 180 | — | — | — | **+ 0,0930** | + 0,0930 | + 0,0930 | 180 |

Hierin haben die Momente $(M_2 + M_3)$ auf der konkaven Seite die entgegengesetzten Vorzeichen wie auf der konvexen Außenseite (rechts).

Die Größtmomente sind in der krummen Rohrstrecke — 0,3379 t/m; + 0,3830 t/m

dgl. die Größtmomente in der geraden Rohrstrecke . . . . . . . . . . — 0,0830 t/m; + 0,0930 t/m

Die Momente sind also in der krummen Rohrstrecke gegenüber der geraden Rohrstrecke größer um . . . . . . . . — 0,2549 t/m; + 0,2900 t/m

Es kann bei der zur Aufnahme der Ringkräfte gewählten symmetrischen Verteilung der Eiseneinlagen auf die beiden Randzonen des Rohres für die zulässige Eisenbeanspruchung $\sigma_e$ auf Zug der Eisenquerschnitt einer Randzone berechnet werden zu

$$f_{e_n} = \frac{N}{2\sigma_e} \text{ mit } N = R + \eta r^2 \quad \text{und} \quad \begin{cases} R = q\, r \text{ (gerade)} \\ R = q'\, r \text{ (gekrümmt)} \end{cases}$$

Für den meist vorkommenden Fall, daß nur Zugspannungen im Querschnitt auftreten, daß also der Einfluß der Normalkraft das Moment überwiegt, wird für eine der zulässigen Zugbeanspruchung des Betons entsprechende Wandstärke d und für den beiderseits die Größe a besitzenden Randabstand der Eisen die Größe der Zulageeisen für Biegung in jeder Randzone:

$$f_{e_m} = \pm \frac{M}{(d - 2a)\,\sigma_e}$$

Die Eiseneinlagen der beiden Randzonen ergeben sich dann nach den Formeln:

außen: $f_{e_a} = f_{e_n} - f_{e_m}$; innen: $f_{e_i} = f_{e_n} + f_{e_m}$;

zusammen: $F_e = f_{e_a} + f_{e_i}$

für die Größt- und Kleinstmomente mit einer Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm² vergleichsweise für gerade und gekrümmte Rohrstrecken wie folgt:

| | Gerade Rohrstrecken d = 12 cm; d — 2 a = 8 cm | | Gekrümmte Rohrstrecken d = 15 cm; d — 2 a = 11 cm | |
|---|---|---|---|---|
| $\psi$ | 90° u. 270° | 180° | 150° | 225° |
| $\eta$ | 0,2146 | 1,4167 | 1,0985 | 0,7865 |
| R | 15 000 kg | 15 000 kg | 15 500 kg | 15 500 kg |
| $\eta r^2$ | 120 „ | 800 „ | 617 „ | 441 „ |
| N | 15 120 „ | 15 800 „ | 16 117 „ | 14 941 „ |
| M | — 8 300 kgcm | + 9 300 kgcm | + 38 300 kgcm | — 33 790 kgcm |
| $f_{e_n}$ | + 7,56 cm² | + 7,90 cm² | + 8,05 cm² | + 7,97 cm² |
| $f_{e_m}$ | — 1,04 „ | + 1,16 „ | + 3,48 „ | — 3,07 „ |
| $f_{e_i}$ | + 6,52 „ | + 9,06 „ | + 11,53 „ | + 4,90 „ |
| $f_{e_a}$ | + 8,60 „ | + 6,74 „ | + 4,57 „ | + 11,04 „ |
| $F_e$ | + 15,12 „ | + 15,80 „ | + 16,10 „ | + 15,94 „ |

Für das Größtmoment der gekrümmten Rohrstrecke ist der ideelle Gesamtquerschnitt:

$$F_i = b\,d + n\,F_e = 100 \cdot 15 + 15 \cdot 16{,}10 = 1500 + 242 = 1742\ \text{cm}^2/\text{m}$$

dgl. das Widerstandsmoment annäherungsweise unter Vernachlässigung der Unsymmetrie:

$$W_i = b\,d^2 : 6 + n\,F_e\left(\frac{1}{2}\,d - a\right)^2 : \frac{d}{2}$$

$$1500 \cdot 15 : 6 + 242 \cdot 5{,}5^2 : 7{,}5 = 3750 + 975 = 4725\ \text{cm}^3/\text{m}.$$

Die Betonzugspannung:

$$\sigma_{bz} = \frac{N}{F_i} + \frac{M}{W_i} = \frac{16117}{1742} + \frac{38310}{4725} = 9{,}25 + 8{,}10 = 17{,}35\ \text{kg/cm}^2.$$

Ein Mehraufwand von Eisen ist in der Rohrkrümmung gegenüber den geraden Strecken nicht vorhanden, da die Eisen nur anders verteilt sind, dafür ist aber die Wandstärke 3 cm größer.

J. Beispiel einer lotrechten Rohrkrümmung aus Eisenbeton.

$$q' = 51\ \text{m};\ \chi_0 = 30^0;\ \cos\chi_0 = 0{,}87.$$

Die Krümmung ist nach oben konkav;

$$d = 0{,}35\ \text{m};\ \gamma = 1\ \text{t/m}^3;\ r_m = 0{,}75 + 0{,}19 = 0{,}94\ \text{m};$$

$q_a = {}^1/_3\ q' = 17\ \text{t/m}^2$ soll von der Krümmungsringkraft, der Rest $q_b = q' - q_a$ in der Querrichtung des Rohrstranges aufgenommen werden.

In der Krümmungssohle wird das Moment der Rohrsohle mit

$$q_b = 51 - 17 = 34\ \text{t/m}^2$$

$+ \zeta\, r_m^2\, r = + 0{,}2203 \cdot 0{,}94^2 \cdot 0{,}75 = \quad + 0{,}1460$ tm/m
$- \mu\, r_m^2\, r\, q_b : \varrho$
$= + 0{,}2203 \cdot 0{,}94^2 \cdot 0{,}75 \cdot 34{,}0 : 15{,}0 \quad = + 0{,}3320$ ,,
$- \tau\, r_m^2\, r^2 : \varrho$
$= + 0{,}0535 \cdot 0{,}94^2 \cdot 0{,}75^2 : 15{,}00 \quad = + 0{,}0178$ ,,
Für $\chi = 0$ ist: $\quad M = + 0{,}4958$ tm/m

dgl. am Rohrkrümmungsende in der Rohrsohle mit
$q_b = 34{,}00 - \Delta q = 34{,}00 - (\varrho - r)\ (1 - \cos\chi) =$
$= 34{,}00 - 14{,}25 \cdot 0{,}13 = 34{,}00 - 1{,}85 = 32{,}15\ \text{t/m}^2$:
$+ \zeta\, r_m^2\, r = + 0{,}2203 \cdot 0{,}94^2 \cdot 0{,}75 = \quad + 0{,}1460$ tm/m
$- \mu\, r_m^2\, r\, q_b : \varrho =$
$= + 0{,}2203 \cdot 0{,}94^2 \cdot 0{,}75 \cdot 32{,}15 : 15{,}00 \quad = + 0{,}3160$ ,,
$- \tau\, r_m^2\, r \cos\chi : \varrho =$
$= + 0{,}0535 \cdot 0{,}94^2 \cdot 0{,}75^2 \cdot 0{,}87 : 15{,}00 \quad = + 0{,}0155$ ,,
für $\chi = \chi_{max} = \chi_0 = 30^0$ ist $\quad M = + 0{,}4775$ tm/m

Für das Größtmoment in Krümmungssohle ist die Normalkraft:

$\Delta R = \eta\, r_m r = 1{,}417 \cdot 0{,}94 \cdot 0{,}75 = \quad 1{,}00$ t/m
$R = q\, r = 51{,}00 \cdot 0{,}75 = \quad 38{,}20$ ,,
Für $\chi = 0$ ist: $\quad N = 39{,}20$ t/m

dgl. am Krümmungsende:

$\Delta R = \eta\, r_m\, r \cos\chi = 1{,}0 \cdot 0{,}87 = \quad 0{,}87$ t/m
$R = (q - \Delta q)\ r =$
$= (51{,}00 - 1{,}85) \cdot 0{,}75 = 49{,}15 \cdot 0{,}75 \quad = 36{,}80$ ,,
für $\chi = \chi_0 = 30^0$ ist $N \quad = 37{,}67$ t/m

Die Eiseneinlagen in den beiden Randzonen der Rohrwandung ermitteln sich mit $(d - 2a) = 31$ cm nach der Formel:

$$f_e = \frac{N}{2\,\sigma_e} \pm \frac{M}{(d-2a)\ \sigma_e} = f_{e_n} \pm f_{e_m}$$

für $\sigma_e = 1000\ \text{kg/cm}^2$ wie folgt

| Betreff | $\chi = 0$ cm² | $\chi = \chi_0 = 30^0$ cm² |
|---|---|---|
| $f_{e_n} = N : (2\,\sigma_e)$ | 19,60 cm² | 18,84 cm² |
| $f_{e_m} = M : [(d - 2\,d)\sigma_e]$ | 16,05 ,, | 15,27 ,, |
| $f_{e_i} = f_{e_n} + f_{e_m}$ | 35,65 cm² | 34,11 cm² |
| $f_{e_a} = f_{e_n} - f_{e_m}$ | 3,55 ,, | 3,57 ,, |
| $F_e = f_{e_i} + f_{e_a}$ | 39,20 cm² | 37,68 cm² |

Für $M_{max} = 49580$ kgcm ist:

Querschnittsfläche:
$F_i = 100 \cdot 35 + 15 \cdot 39{,}20 = 3500 + 588 = 4088\ \text{cm}^2$,

Widerstandmoment:
$W_i = 3500 \cdot 35 : 6 + 588 \cdot 15{,}5^2 : 17{,}5 = 28450\ \text{cm}^3$,

Betonzugspannung:

$$\sigma_{bz} = \frac{39200}{4088} + \frac{49580}{28450} = 9{,}60 + 1{,}74 = 11{,}34\ \text{kg/cm}^2.$$

Krümmungsringkraft:

$$Z = \pi\, r^2\, q_a = 3{,}14 \cdot 0{,}75^2 \cdot 17{,}00 = 30{,}00\ \text{t}.$$

Längseisen: $f_e = 30\,000 : 1000 = 30\ \text{cm}^2$.

Diese Ringeisen sind in den an die Krümmung anschließenden geraden Rohrästen so weit zu verankern, daß die Resultierende aus Rohrbelastung und Ringkraft nicht flacher geneigt ist, als der zulässigen Reibung in der Auflagerfuge der geraden Rohrstrecke entspricht.

## ERMITTLUNG DER EISENAUFBIEGUNGEN AUS DER FLÄCHE DER HAUPTZUGKRÄFTE[1]).

*Von Ing. Anton Brebera und Ing. Mil. Klement, Prag.*

Wird irgend ein Eisenbetonträger von einem System von Einzellasten belastet und ändert sich plötzlich der Querschnitt dieses Trägers, so besteht die Fläche der Hauptzugkräfte aus einigen Trapezen. In diesem Falle ist es oft beschwerlich, diese Fläche auf eine bestimmte Anzahl gleicher Teile zu teilen.

Die Aufgabe wird jedoch sehr einfach, ermittelt man die Summenkurve dieser Fläche, das ist die Kurve $\Gamma$, deren Ordinate $\eta$ eines bestimmten Punktes nichts anderes als die Fläche der Hauptzugkraft vom Beginne bis zu diesem Punkte darstellt.

Ganz allgemein wird die Fläche der Summenkurve für ein Trapez folgendermaßen bestimmt (Abb. 1). Bezeichne wir die Fläche dieses Trapezes

$$noqs = F$$

so ist die Fläche des Trapezes vom Ursprung bis zur Abszisse x:

$$mnop = \Delta F.$$

Diese besteht aus einem Parallelogramm

$$nopt = \Delta F_1$$

und einem Dreieck

$$mnt = \Delta F_2$$

[1]) Siehe amtliches Fachblatt der tschechoslowakischen Republik „Zprávy veřejné služby technické“, Jahrgang IV, Heft Nr. 22, Seite 649 u. f.

Durch Einsetzen der entsprechenden Werte ist

$$\Delta F = \Delta F_1 + \Delta F_2 = a\,x + \frac{c}{2\,b}x^2 = a\,x + \beta\,x^2 = \eta_1 + \eta_2 = \eta$$

wobei
$$\beta = \frac{c}{2\,b}$$

Der erste Summand bedeutet hierbei die analytische Gleichung einer Geraden durch den Ursprung (Gerade o II in Abb. 2), der zweite die einer quadratischen Parabel. Die Summenkurve dieser Trapezfläche ist demnach gegeben durch eine Gerade und eine an dieselbe tangentiell anschließende quadratische Parabel.

Man konstruiert deshalb die Summenkurve $\Gamma$ (Abb. 2 und 3) so, daß man von der Geraden o II ($\eta_1 = \alpha\,x$), welche die Summenkurve des Parallelogramms darstellt, im Sinne der Achse Y die Ordinaten der quadratischen Parabel $\eta_2 = \beta\,x^2$ aufträgt.

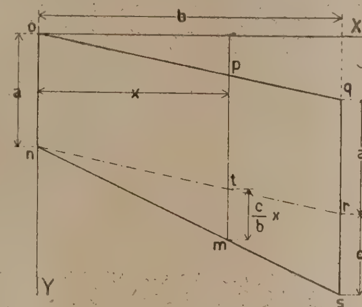


Abb. 1.

Teilt man nun die Ordinate der Summenkurve I III $= \eta$ die verlangte Anzahl gleicher Teile und führt in diesen Punkten Parallele mit der X-Achse, so ergeben die Schnittpunkte dieser Parallelen mit der Kurve $\Gamma$ die gesuchten Teilpunkte. Es genügt, diese Schnittpunkte durch Parallele mit der Achse Y in die ursprüngliche Fläche heraufzuprojizieren, welche Projektionsstrahlen bereits die gesuchten Teilungslinien dieser Fläche bilden.

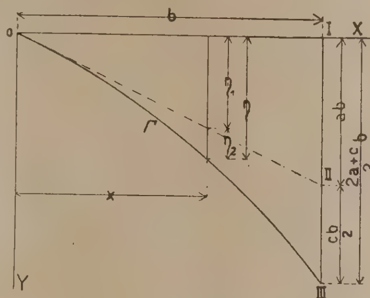


Abb. 2.

In Abb. 3 ist diese Teilung der Fläche der Hauptzugkräfte in zehn Teile, d. i. für 5 Eisenaufbiegungen durchgeführt.

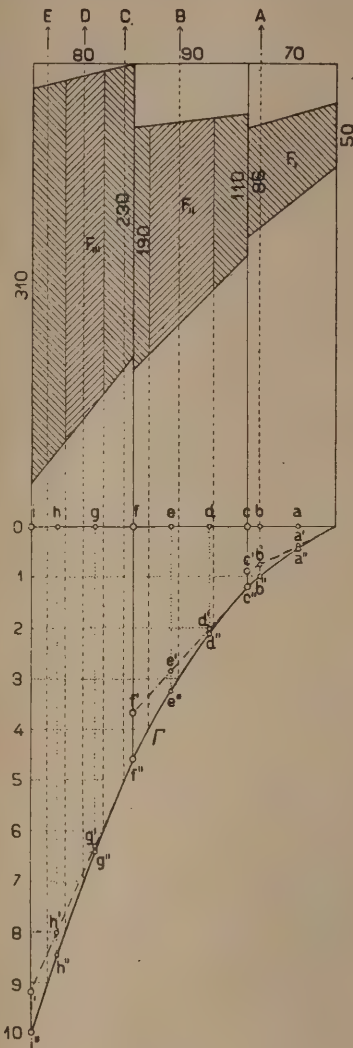


Abb. 3

Die Geraden A, B, C, D, E geben bereits die Schwerlinien[2]) der zugehörigen Teilflächen.

Zur Darstellung der Kurve $\Gamma$ genügen einige Punkte. Erstens die Knickpunkte in der Fläche der Hauptzugkräfte, welche man schon zur Bestimmung der ganzen Fläche ermitteln muß (Ordinaten $(\overline{c''c}, \overline{ff''}, \overline{ii''})$, dann in jedem Knickpunkte noch die Ordinate $\eta_1$ der Paralleltangente $(\overline{cc'}, \overline{ff'}, \overline{ii'})$ und endlich die Ordinate $\eta_2$ für 1 oder 2 Zwischenpunkte $(\overline{a'a''}, \overline{b'b''}, \ldots)$, durch welche dann die Teilparabeln geführt werden. Diese Zwischenpunkte werden so gewählt, daß die Ausrechnung der Ordinate $\eta_2$ leicht im Kopfe vorgenommen werden kann.

Die Genauigkeit dieser graphischen Konstruktion wurde in der Abb. 3 rechnerisch mit 1 vH bestimmt.

Die angegebene Konstruktion genügt daher für den praktischen Gebrauch vollkommen, bietet die nötige Genauigkeit und Leichtigkeit der Durchführung und wird bereits vielfach mit großer Zeitersparnis angewendet.

---

# ZUR FÖRDERUNG WISSENSCHAFTLICH-PRAKTISCHER AUSBILDUNG IM BAUINGENIEURSTUDIUM.

*Von Prof. Dr.-Ing. Pohl, Berlin.*

Bekanntlich hat der Deutsche Eisenbau-Verband sich tatkräftig an den Bestrebungen beteiligt, die dahin gehen, den Studierenden des Bauingenieurwesens Gelegenheit zu praktischer Arbeit zu geben. Weiterhin ist im vorigen Jahre eine Kommission eingesetzt worden mit dem Zweck, die Wissenschaft bei der Erfüllung ihrer Aufgaben zu unterstützen und auch Mittel und Wege zu finden, um den Studierenden zu helfen, die größtenteils unter den Zeitverhältmissen sehr zu leiden haben[1]). Als ein besonders glücklicher Versuch, diese Hilfeleistung zugleich mit einer Anregung zu einer interessanten Studie zu verbinden und dadurch den Studierenden mit einigen besonderen, noch nicht vollständig gelösten Aufgaben des Eisenbaues bekannt zu machen, ist das folgende Preisausschreiben zu betrachten.

## Preisausschreiben.

Um das Interesse der Studierenden für das Gebiet des Eisenbaues anzuregen, stellt der

Deutsche Eisenbau-Verband, Berlin W 9, Linkstr. 16

folgende Preisaufgabe:

„Was ist über die Gestaltung der Knotenpunkte (I) im Druckgurt und (1) im Zuggurt des untenstehend abgebildeten Trapezträgers nach den Skizzen a, b und c in statischer, konstruktiver und schönheitlicher Hinsicht zu bemerken?"

Die in den Skizzen angegebenen Stabkräfte stellen die Werte ${}^0S + \varphi S'$ im Sinne der Reichsbahnvorschriften dar.

„Wie gibt man sich Rechenschaft über die größte Beanspruchung des Knotenbleches?"

Die Brücke ist zweigleisig; Lastenzug N. Die in Betracht kommenden Stabkräfte sind in den Abbildungen angegeben. Die Querschnitte sind zweiwandig ausgebildet. Der Pfosten $V_1$ ist bei Fahrbahn unten nicht nur auf Grund der entstehenden Längskraft zu bemessen; es ist vielmehr Rücksicht zu nehmen auf die Herstellung der nötigen Quersteifigkeit der Brücke (vgl. auch „Vorschriften für Eisenbauwerke der deutschen Reichsbahn; Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken Absatz D, V.)

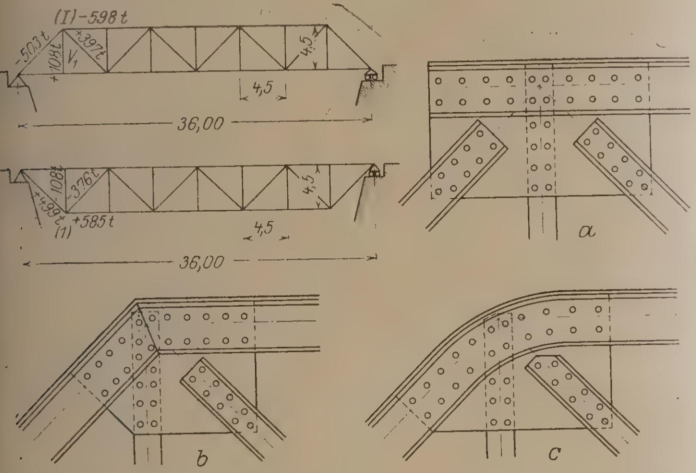
[1]) Vgl. Bauing. 1922, S. 705.

[2]) Für praktische Zwecke ist es möglich, die Gerade, welche ein Trapez in 2 flächengleiche Teile teilt, gleichzeitig als Schwerlinie zu betrachten.

Die Aufgabe ist auf Grund nachstehender Bedingungen zu bearbeiten:

1. Zur Beteiligung zugelassen sind alle an einer Technischen Hochschule des Deutschen Reiches eingeschriebenen reichsdeutschen Studierenden.

2. Die Arbeiten sind bis zum 1. August 1923 mit der Anschrift: Deutscher Eisenbau-Verband, Berlin W. 9 Linkstr. 16, Preisausschreiben „Knotenpunkte", portofrei eingeschrieben einzusenden. Der Termin ist eingehalten




wenn die Arbeiten spätestens am 31. Juli 1923 zur Post gegeben sind. Jede Arbeit ist mit einem Kennwort zu versehen; ein verschlossener Umschlag, der das gleiche Kennwort trägt und die genaue Adresse des Bewerbers enthält, ist beizufügen.

3. Die Fragen sind in einem knapp gehaltenen aber erschöpfenden Bericht zu beantworten, dem die notwendigen Skizzen und Berechnungen einzufügen oder auf besonderer Anlage beizugeben sind. Das Papierformat von Bericht und Anlage soll die gleiche Höhe haben, damit die Anlage sich leicht auf das Berichtformat zusammenfalten läßt.

4. Die Prüfung und Begutachtung erfolgt durch ein Preisgericht, dem 3 Preise zur Verfügung stehen, u. zw.:

| | |
|---|---|
| für die beste Arbeit | 250 000 M |
| für die zweitbeste Arbeit | 150 000 „ |
| für die drittbeste Arbeit | 100 000 „ |

Für den Fall, daß keine der eingereichten Lösungen mit einem Preise ausgezeichnet werden kann, ist das Preisgericht befugt, Belohnungen an die Verfasser der verhältnismäßig besten Arbeiten im Gesamtbetrage bis zu 250 000 M zu verteilen.

5. Die Prüfung der Entwürfe erfolgt ohne Kenntnisnahme der Namen der Verfasser. Über die Verhandlungen des Preisgerichts wird eine Niederschrift angefertigt. Nach der Fällung des Urteils des Preisgerichts werden die Namen der erfolgreichen Bewerber festgestellt und veröffentlicht.

6. Das Eigentumsrecht an den mit Preisen ausgezeichneten Arbeiten geht auf den Deutschen Eisenbau-Verband über. Die nicht mit einem Preise ausgezeichneten Ausarbeitungen werden den Verfassern auf Wunsch innerhalb 3 Wochen nach dem Spruch des Preisgerichts zurückgegeben.

7. Das Preisgericht besteht aus folgenden Herren:

1. Geh. Baurat Dr.-Ing. e. h. M. Carstanjen, Biebrich a. Rh., Wiesbadener Allee 59,
2. Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck, Berlin W15, Bayrische Straße 31,
3. Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. e. h. Voß, Kiel, Hohenbergstr. 17a.

Dieses Vorgehen des Deutschen Eisenbau-Verbandes ist aufs wärmste zu begrüßen. Hoffentlich werden recht viele Studierende dadurch veranlaßt werden, mit der Aussicht auf eine willkommene Studienbeihilfe eine Untersuchung anzustellen, die einen, wenn auch bescheidenen Beitrag zu einer sehr wichtigen Aufgabe des Eisenbaues bilden kann. Wenn auch eine erschöpfende Beantwortung der Frage 2, die an überaus schwierige Gebiete der Elastizitätstheorie rührt, nicht zu erwarten ist, so werden doch manche Studierende ausreichende Kenntnisse besitzen, um eine angenäherte Darstellung der Kräfteverteilung zu geben, wobei die Versuchsergebnisse von Wyß vielleicht von Nutzen sein können. Auch diejenigen, die nicht zu den glücklichen Preisträgern gehören, werden die Beschäftigung mit dieser Aufgabe nicht zu bereuen haben; die darauf verwandte Arbeit wird ihnen in jedem Falle zu einer Vertiefung ihrer Kenntnisse verhelfen und ihnen manches, anscheinend längst bekannte Gesetz der Statik und Festigkeitslehre von einer neuen Seite zeigen. (Das Gleichgewicht des Knotenbleches unter der Belastung durch die Nietkräfte.)

Das Vorgehen des Deutschen Eisenbau-Verbandes verdient Dank und Anerkennung von allen, denen die Förderung der studierenden Jugend am Herzen liegt; möge es recht oft Nachahmung finden!

## Berichtigungen.

Zum Beitrag: „Beitrag zur Dimensionierung exzentrisch gedrückter Eisenbetonquerschnitte."

In Heft 10 auf Seite 302 sind irrtümlich in der Zusammenstellung die zweiten Summanden der rechten Spalte fortgelassen worden. Diese lauten bei:

| | |
|---|---|
| 40/500 | + 0,028 |
| 40/400 | + 0,026 |
| 40/300 | + 0,024 |
| 40/200 | + 0,022 |
| 40/100 | + 0,020 |

Der Verfasser bittet, diese Summanden noch nachzutragen

Schriftleitung.

In dem Aufsatze in Heft 11 Der Einfluß des Salzgehaltes des Wassers usw. sind die beiden letzten Sätze im obersten Absatz S. 324, rechte Spalte so zu fassen: „Es ist deshalb die Ebbeströmung längs der Sohle der tiefen Rinnen außergewöhnlich schwach, wenn auch an der Oberfläche und in den seichten Teilen des Flußbettes stärker als bei normalem Oberwasser. So wird die Ablagerung der aus dem Oberlauf eines Tideflußes ausgewaschenen Sinkstoffe in den tiefen Rinnen der stromabwärt anschließenden Flußstrecke begünstigt."

S. 325, linke Spalte, 17. Zeile von oben ist das Wort „nur" zu streichen.

H. Engels.

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

### Baustoffkunde.

782. Normung der Mauerziegel und zulässige Beanspruchungen von Ziegelmauerwerk. Von Lupprisch. Z. d. Ö. I.- u. A.-V. 1923, Nr. 17/18, S. 103—104. Erst durch neue Festlegung der zulässigen Beanspruchungen kann der Ziegelnormung praktischer Wert verliehen werden.

783. Gerissene Steinholzfußböden. Von Dr. Nitzsche, Darmstadt. D. Bztg. 1923, Nr. 46, S. 225. Untersuchung über die Ursachen und Aufklärung.

784. Chemische Einwirkung verschiedener Flüssigkeiten auf Beton. Von Dr.-Ing. Gesteschi, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 24, S. 222. Besprechung der vor kurzem erschienenen 3. Auflage des V. Bandes des Handbuchs für Eisenbetonbau.

785. Über den „freien Kalk" im abgebundenen Portlandzement. Von Dr. Passow, Köln. Zement 1923, Nr. 19, S. 143—144. Ergänzungen zu den Aufsätzen in den Heften 12 u. 13.

786. Geschmolzener Zement. Von Dr. Spengel. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 42, S. 325. Erklärung, Herstellungsverfahren und Vorzüge gegenüber gewöhnlichen Zementen. (Sehr schnelle Erhärtung, Säurebeständigkeit.)

787. Der französische „Ciment fondu". Von Dr. Nitzsche. Zement 1923, Nr. 19, S. 142—143. Prüfungsergebnisse mit diesem Schmelzzement. Mahlfeinheit, Raumgewicht, Bindezeit, Festigkeit. Verhalten in reinem Wasser und in Sulfatlösung.

### Baumaschinen.

788. Umbauten von Wasserhaltungsmaschinen in Luftkompressoren. Von Dipl.-Ing. Giller. Wasserkraft 1923, Nr. 7, S. 77—78, 2 Abb. Umbau von Dampfpumpen, die infolge der Verdrängung der hydraulisch betriebenen Bergwerkswasserhaltungsanlagen durch unter Tage aufgestellte Turbinenpumpen frei geworden sind, in Nieder- oder Hochdruckkompressoren.

### Statik und Festigkeitslehre.

789. Knickfestigkeit. Von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Krohn, Danzig. Bautechnik 1923, Nr. 25, S. 230—250. Ebenbleiben der Querschnitte über die Grenze des Hookeschen Gesetzes hinaus; Dehnungszahl $D = \frac{\sigma}{\varepsilon}$, Ableitung einer neuen Knickformel. Vergleich mit den üblichen Näherungsverfahren.

### Brückenbau.

a) Allgemeines.

790. Sternbrücke in Magdeburg. Bautechnik 1923, Nr. 26, S. 271. Auseinandersetzung zwischen Stadt und ausführender Firma über die entstandenen Mehrkosten. Vergleich unter Berücksichtigung der Geldentwertung.

791. Der Ersatz der großen Hängebrücke in Freiburg (Schweiz) durch einen Viadukt. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 21, S. 500, 6 Abb. Kurze Besprechung der Ergebnisse des Wettbewerbes für diese Brücke.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücke.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

792. Neuere Massivbrückenbauten in der Schweiz. Mitt. über Zement usw. (D. Btz.) 1923, Nr. 0, S. 70—72. Ersatz der Zähringer Hängebrücke durch einen steinernen Viadukt und Eisenbeton-Zweigelenkbogenbrücke bei Gerlafingen für Wasserrohrleitungen und Fußgängerverkehr. (Auszug aus Schweizer. Bztg. vom 21. 4 u. 5. 5. 23.)

e) Eiserne Brücken.

793. Die Neuausschreibung der Sydneybrücke. Von Dr.-Ing. Georg Müller. Bautechnik 1923, Nr. 24, S. 217—219, 6 Abb. Kritik an dem neuen Regierungsentwurf.

794. Die geplante fünfte East River-Brücke in New York. VDI. 1923, Nr. 23, S. 576, 2 Abb. Hängebrücke mit 548 m Spannweite und 4 Versteifungsträgern in 9,15 m Gurtabstand. (Bericht nach Eng. News-Record vom 4. Jan. 23.)

### Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

795. Zeitgemäße Eisenbetonschornsteine. Von Ziviling. Frei. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 47, S. 367—369, 2 Abb. Vorteile der Eisenbetonschornsteine. Kurze Angaben über schalungslose Bauweisen (Bonhardi, Hof, Nast, Monnoyer, Lupescu, Mixestone). Ausführliche Literaturangaben.

796. Der Kokskohlenturm auf der Kruppschen Zeche Hannibal I. bei Bochum. Mitt. über Zement usw. (D. Btz.) 1923, Nr. 9, S. 67—68, 4 Abb. Kurze Beschreibung des Betriebsvorganges und konstruktive Durchbildung des Turms. Ansichten des seit Sommer 1922 in Betrieb genommenen Bauwerkes.

797. Das Wilhelm-Marx-Haus in Düsseldorf. Von Obering. Kraus, Düsseldorf. Mitt. über Zement usw. (D. Btz.) 1923, Nr. 9, S. 65—66, 4 Abb. Kurze Beschreibung des seit Frühjahr 1922 im Bau begriffenen Bürohochhauses. Grundriß, Aufriß. Jetziger Bauzustand.
Vgl. Nr. 783.

### Gründungsarbeiten usw.

798. Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit und Elastizitätsziffer des Bodens bei den Gründungsarbeiten der neuen Seeschleuse in Ymuiden (Holland). Von A. Bijls. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 21, S. 490—492, 3 Abb. Theoretische Untersuchungen, Versuchsanordnung und Mitteilung der Versuchsergebnisse sowie Anwendung derselben auf die Berechnung der Schleusen.

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

799. Die Ausführung und Verwertung von Grundwasserstandsbeobachtungen. Von Dr. Koehne, Berlin. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 3, S. 38—42, 1 Abb. Gesichtspunkte für erfolgreiche Durchführung. Kostenminimum.

800. Die Häufigkeit der Niederschlagstage in Deutschland nach Stufenwerten der Niederschlagsmenge. Von Dr. Wussow. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 3, S. 42—47. Fortsetzung zu einem früheren Aufsatz in derselben Zeitschrift 1921, Nr. 5. Tabellen auf Grund ausführlicher Beobachtungen in 12 Jahren für die einzelnen Gebiete Ostdeutschlands.

801. Ufergrundstück und zugehöriger Wasserlaufanteil. Von Rechtsanwalt Dr. Werneburg. Wasserkraft 1923, Nr. 10, S. 124—126. Ist eine getrennte Veräußerung vom Ufergrundstück und dem dazugehörigen Wasserlaufanteil rechtlich möglich?

802. Wasserwirtschaft und Wassergesetzgebung in Thüringen. Von Baurat Prof. Toepel, Leipzig. Wasserkraft 1923, Nr. 9, S. 108—113. Bericht über den beabsichtigten wasserwirtschaftlichen und wasserrechtlichen Zusammenschluß.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

803. Zerstörung von Beton durch Bohrmuscheln. Zement 1923, Nr. 17, S. 128. Bericht nach Eng. News Record vom März 1923. Die Angriffe — im Hafen von Los Angeles — sind vermutlich nur durch die falsche Ausführungsweise möglich gewesen.

804. Torkanäle. Von Rgbmstr. Seboldt, Halle. Bautechnik 1923, Nr. 22, S. 205—206, 3 Abb. Erweiterung früherer Vorschläge des Verfassers (Zeitschr. f. Binnenschiffahrt 1911 Heft 15, 1920 Heft 7 u. 22, 1921 Heft 4 u. 1922, Heft 17) zum Bau ganz einfacher, billiger Kanäle mit von den Schiffen selbst zu öffnenden Torflügeln.

805. Seekanal und Seehafen von Brüssel. Von Wirkl. Geh. Oberbaurat P. Gerhardt †, Berlin. Zentralblatt 1923, Nr. 43/44, S. 258—260, 8 Abb. Geschichtliche Entwicklung und technische Einrichtung des Willebroeck-Kanals, der heute für 3000-t-Schiffe befahrbar ist.

806. Der schottische Kanal. Engineering vom 5. 1. 1923, 3 Spalten, 2 Karten. Kurze Schilderung der neuesten Bestrebungen auf Herstellung eines Großschiffahrtsweges quer durch Schottland. Die Karten zeigen die Linienführung zweier Wettbewerbsentwürfe.

807. Die Internationalisierung der deutschen Ströme. Von Wirkl. Geh. Rat Peters. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 5, S. 66—68. Beurteilung nach dem Statut von Barcelona vom April 1921.

808. Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft und des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt in Regensburg. Werft * Reederei * Hafen 1923, Nr. 11, S. 303—306. Von Dr.-Ing. E. Foerster. Zentralblatt 1923, Nr. 47/48, S. 282 bis 283. Bericht über Versammlung und Vorträge.

809. Internationaler Wettbewerb für die Erweiterung des Hafens von Trelleborg. Von Regbmstr. Günthel, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 25, S. 225—229, 10 Abb. Allgemeine Besprechung und Ergebnis des Wettbewerbes. (Vgl. ausführlichen Bericht Bauing. 1922, Nr. 22.)

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

810. Neue Mittel- und Kleinwasserkraftanlagen. I. Beschreibung des Wasserkraft- und Elektrizitätswerks Landshut. Von Ziviling. Hallinger, München. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 4, S. 51—54. Allgemeine Grundlage. H = 3 m, Q = 55 scbm. Beschreibung der seit Januar 1922 in Betrieb befindlichen Anlagen.

811. Ostpreußische Wasserkraftanlagen. Tiefbau 1923, Nr. 48, S. 165. Kurze Beschreibung der im Bau befindlichen Doppelanlage bei Friedland und Gr. Wohnsdorf an der Alle.

812. Wasserkraftwirtschaft und Großwasserkraftausbau in der Schweiz gegenüber den bayrischen Verhältnissen. Von Ministerialrat Holler, München. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 5, S. 68—71. Vortrag im Münchener Ing.- und Arch.-Verein.

813. Zum Entwurf des norwegischen Großkraftwerks Raensine der Stadt Stavanger. Von N. Haavardsholm, Stavanger. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 4, S. 56—58, 3 Abb. Entgegnung des Entwurfverfassers auf Einwendungen von Baurat Ziegler im Heft 11/12 1922 betr. aufgelöste Eisenbetonstaumauer.

814. Schwedens Reichtum an weißer Kohle. Wasserkraft 1923, Nr. 6, S. 72. Kurze Mitteilung über vorhandene und auszubauende Wasserkräfte und jetzigen Energieverbrauch.

815. Der gegenwärtige Stand der Elektrizitätserzeugung in England und Englands Wasserkräfte. Wasserkraft 1923, Nr. 11, S, 137.

816. Ausbau großer Wasserkräfte in Oberitalien. Von W. Z. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 19, S. 229—231, 6 Abb. Besprechung von einigen großen und besonders interessanten Anlagen: „Piave — S. Croce — Livenza" mit einer effektiven Totalleistung von über 300 000 PS und einem Gesamtbruttogefälle von 345 m. Kraftstation im Piemont in der Nähe von Turin mit 3 Pelton-Turbinen von je 26 000 PS bei 1020 m Nettogefälle.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

817. Verschiedene Ausbauten von Grubenstrecken in Beton und Eisenbeton sowie in Holz, Eisen und Stein. Von Rgmstr. Kropf, Cassel. Beton u. Eisen 1923, Nr. 9, S. 123—124. Betonausbau statt Ziegelmauerung in Bergwerksgruben. Beispiele für Vereinigungen der drei Baustoffe: Holz, Eisen, Stein.

818. Luftabsauger Chanard für selbsttätige Lüftung. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 22, S. 533, 3 Abb. Beschreibung des im Tunnel von Meudon bei Paris eingebauten Luftsaugers. In kleineren Abmessungen findet derselbe Anwendung als Lüfter von Eisenbahnfahrzeugen.

### Straßenbau.

819. Der Straßenbauer. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 48, S. 384. Hinweis auf die neue englische Zeitschrift „The Roadmaker", herausgegeben von The British Reinforced Concrete Engineering Co. Ltd. (Manchester), die den Betonstraßenbau in seiner geschichtlichen Entwicklung bis auf die Neuzeit behandelt.

820. Der 4. internationale Kongreß für Straßenbau in Sevilla, Mai 1923. Von Ch. Dautin. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 22, S. 520—525. Bericht über den Kongreß in Sevilla, auf dem Deutschland nicht vertreten war. Behandelt wurden die Anwendung des Betons und Asphalts im Straßenbau und die Entwicklung des Automobilverkehrs sowie die Regelung des Verkehrs durch Gesetze in den verschiedenen, auf dem Kongreß vertretenen Ländern.

821. Der Einfluß der Geschwindigkeit der Straßenfahrzeuge auf die Leichtigkeit des Überschreitens einer Straße durch Fußgänger. Von G. Morin. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 22, S. 528—530, 2 Abb. Untersuchungen über die Abhängigkeit der Fahrzeuggeschwindigkeit und der Möglichkeit des Überschreitens der Fahrstraße. Als Ergebnis wird eine Fahrgeschwindigkeit von 16 bis 18 km als höchstzulässig für Stadtstraßen angegeben. Es werden ferner Angaben gemacht, bei welchen Verkehrsgrößen sich besondere, in anderen Ebenen liegende Fußgängerübergänge nötig erweisen.

### Eisenbahnbau und -betrieb.

822. Merkbuch für Gleisunterhaltung. Von Finanz- und Baurat Scheibe, Dresden. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 24, S. 396. Aufruf, eine von ihm begonnene Sammeltätigkeit über gemachte Erfahrungen fortzusetzen.

823. Zum Verständnis der Blocksperren. Von Rgbrt. van Biema, Lüneburg. Bautechnik 1923, Nr. 23, S. 210—213, 3 Tafeln. Darlegung des Systems mit zahlreichen Abbildungen.

824. Bahnsteigtunnel und Bahnsteigtreppen. Von Rgbmst. Dr. Renfert, Bonn. Zentralblatt 1923, Nr. 47/48, S. 280—282, 5 Abb. Vorschlag zur Trennung der einzelnen Verkehrsströme in Bahnsteigtunnels eines Durchgangsbahnhofes.

825. Der neue Personenbahnhof in Linz. Österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst 1923, Nr. 5, S. 74 bis 76, 14 Abb. Ergebnis eines Wettbewerbs zum Entwurf der Empfangsgebäude.

826. Beleuchtungskörper. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1923, Nr. 3, S. 59, 1 Abb. Neuartiger Beleuchtungskörper der General Electric Co. für Straßen, Bahnhöfe u. dgl. (Elektrotechn. Zeitschr. 1922, Nr. 30.)

827. Rheinische Braunkohle und Eisenbahn. (Eine verkehrs- und betriebstechnische Untersuchung.) Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Ebeling, Hannover. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 7—16, 6 Abb. Die verkehrsgeographische Bedeutung der Niederrheinischen oder Kölner Bucht und ihre geschichtlich-wirtschaftliche Entwicklung. Die Bedeutung der Braunkohle für das rheinische Wirtschaftsleben und die Bewältigung des Versandes durch die Eisenbahn. Vorschläge zur besseren und wirtschaftlicheren Gestaltung der Abfuhr (Planwirtschaft). Verbesserung der Abfuhrverhältnisse.

828. Über Nachkriegsaufgaben im Verkehrswesen. Von John Aspinall, London. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 24, S. 394—396. Bau der Wagen und Anlage der Bahnhöfe im Londoner Schnellbahnverkehr. Kraftwagenverkehr, Eisenbahn-Hauptstrecken, Leistungen, Erträgnisse, Elektrisierung.

829. Gedanken über vergangene und künftige Eisenbahnpolitik. Von Oberregierungsbaurat W. Weber, Coblenz. Verkehrst. Woche 1923, Nr. 13/14, S. 86 bis 88. Über bestehende Mängel und Wege zu ihrer Abstellung.

830. Freibleibende Tarife bei Eisenbahnen. Von Verkehrsdirektor W. Alpers, Müncheberg i. Mark. Verkehrstechnik 1923, Nr. 15, S. 118—119. Begründung der Berechtigung freibleibender Tarife bei Eisenbahnen.

831. Die Eisenbahnfachschulen als freiwillige Bildungsstätten für Eisenbahnbeamte und Facharbeiter. Von Regierungsbaurat Karl Gotter, Berlin. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 15/16, S. 102—107. Die Ergebnisse der Beratungen der vom Reichsverkehrsministerium mit dem Auftrage zum Aufbau eines den zukünftigen Anforderungen gewachsenen notwendigen Unterrichts für alle Dienstzweige der Verwaltung eingesetzten Unterrichts- und Bildungsausschüsse (Ubas). Organisation und Kosten der Fachschulen.

832. Genormte Bahnhofsanlage für zweigleisige Bahnen der Compagnie du Chemin de fer du Nord. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 22, S. 532, 2 Abb. Beschreibung des Normenentwurfes für einen kleineren Durchgangsbahnhof.

833. Betrachtungen über die Organisation der deutschen Eisenbahnen. Von G. Mesnard. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 21, S. 402—404, 3 Abb. Schilderung der Vorzüge des deutschen Eisenbahnbaues gegenüber den französischen Anlagen.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

834. Die Säulen von Hochhäusern. Von Dr. Fr. Emperger, Wien. Beton u. Eisen 1923, Nr. 9, S. 117—119, 1 Tabelle. Vorschlag, statt des Qualitätsbetons von 210 kg/cm² einen weichen Beton von etwa 100 km/cm² zu verwenden, der eine Stauchfähigkeit besitzt, die die Druckgrenze der Bewehrungen zu erreichen ermöglicht. Setzungen und kleine Bewegungen, die besonders bei Hochhäusern unvermeidlich sind, kann dieser weiche Beton ohne Gefahr der Rißbildung leicht aufnehmen.

835. Erweiterungsbau der elektrischen Überlandzentrale Reichenberg in Engelsberg. Von Ingenieur Karl Hocke, Reichenberg. Beton u. Eisen 1923, Nr. 9, S. 110—121, 4 Abb. Kesselhaus als Eisenbetonfachwerkbau mit Füllmauerwerk. Einzelheiten der Anlage.

836. Hilfsmittel zur schnellen Dimensionierung druckbewehrter Eisenbetonquerschnitte. Von Dipl.-Ing. Craemer, Düsseldorf. Mitt. über Zement usw. (D. Btz.) 1923, Nr. 9, S. 70—71. Zwei graphische Tafeln zur Bestimmung von $\sigma_{ed}$ als Funktion von $\sigma_e$, $\sigma_b$ und $a' = \alpha \cdot h'$.

837. Wieviel Wasser ist im erhärteten Portlandzement chemisch gebunden? Von Dr. Goslich. Zement 1923, Nr. 22, S. 163—165. Wasseraufnahme am stärksten in der 5. und 6. Stunde nach dem Anmachen, weiterhin bis zum 28. Tage gleichmäßig zunehmend.

838. Eisenbetonbauten im südamerikanischen Erdbebengebiet. Zement 1923, Nr. 77, S. 128 bis 129. Bewährung an Stelle eiserner Bauten.

Vgl. Nr. 784, 785, 786, 787, 795, 796, 803.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

— — — —

### Holzbau.

839. Der Nachweis der Knickspannung bei Holz. Von Oberbaurat Kern, Wien. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1923, Nr. 23/24, S. 143—145, 3 Abb. Die Knickbeanspruchung eines Stabes ist meist gar nicht die maßgebende, sondern die Druck-Beanspruchung des Lagerholzes senkrecht zur Faser. (Vgl. Heft 231 der Forschungsarbeiten. Baumann über Holzprüfungen.)

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

840. Referat über den Stand der Wasserversorgung in Deutschlands nach dem Kriege. Von Direktor Reich, Königsberg. Ges.-Ing. 1923, Nr. 20, S. 191 bis 194. Allgemeines, wirtschaftliche Lage, Bautätigkeit, Brennstoff- und Ölfrage, Anlage von Sammelwerken, Bedeutung guter Brunnen.

841. Bedeutung des Chlorgasverfahrens für die Trinkwasserversorgung. Von Prof. Dr. Selter u. Hilgers, Königsberg. Ges.-Ing. 1923, Nr. 12, S. 125. Ergebnisse von Versuchen aus den Hyg. Institut und dem Wasserwerk. Ergebnisse sprechen sehr für Anwendung dieses Verfahrens.

842. Der Nachweis des Bacterium coli im Trinkwasser. Von Olszewski u. Köhler, Dresden. Ges.-Ing. 1923, Nr. 13, S. 136. Verschiedene Arten der Diagnose.

843. Der Shandaken-Tunnel der Wasserleitung für die Stadt New York. Zement 1923, Nr. 21, S. 158—159. Bericht nach Eng. News Record vom März 1923. Trinkwasserstollen von 30 km Länge und hufeisenförmigem Querschnitt von 18 m² mit 13 bis 30 cm starker Betonauskleidung.

844. Normen für Kanalisationsbauteile. Ges.-Ing. 1923, Nr. 13 u. 14, S. 134—135 u. S. 141—143, m. Abb. Keller- und Deckensenkkasten, Einlaufgitter für Straßensenkkästen.

845. Herabsetzung der Bau- und Betriebskosten für Abwässerkläranlagen. Von G. Straßburger, Erfurt. Ges.-Ing. 1923, Nr. 10, S. 106—110, 6 Abb. Beseitigung der Grätenform durch zentrale Anordnung der Zuleitung und mit selbsttätiger, gleichmäßiger Verteilung der Abwässer auf die einzelnen Tropfkörper. Besprechung des „Erfurter Trichter".

846. Die Fernheizungsanlage der Stadt Außig. Von Stadtbaudirektor Dr. Krob. Mitt. d. Deutschen Ing.-Vereins in Mähren 1923, Nr. 5, S. 83. Beschreibung der Anlage und ihrer Wirtschaftlichkeit.

847. Die Automobilrennbahn von Monza bei Mailand. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 22, S. 535, 1 Abb. und Monitore Tecnico vom 30. Sept. u. 10. Okt. 1922. Beschreibung der 10 km langen Kraftwagenrennbahn.

Vgl. Nr. 797, 800, 826.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

848. Ergänzung des Einheitstarifes durch einen Kurzwegtarif. Von Prof. Dr. Wentzel, Aachen. Verkehrstechnik 1923, Nr. 24, S. 205—206. Vorschlag, für wenig benutzte Außenstrecken Kurzwegtarife einzuführen.

849. Vorschläge zu Unfallverhütungsvorschriften für elektrische Straßenbahnen. Von Direktor Drescher, Teplitz. Der elektr. Betrieb 1923, Nr. 11, S. 121—125. Sehr ausführliche Zusammenstellung.

850. Neue leichte Motorwagen für die Pariser Straßenbahnen. Von Baurat Soberski, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 24, S. 204. Kurze Beschreibung des neuen zweiachsigen Wagens ohne besonderes Untergestell. Verwendung von Spezialstahl und Leichtmetall. Annäherung an die Automobilkonstruktion. Vgl. Nr. 828.

### Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

— — — —

### Bauunfälle.

— — — —

### Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

851. Lohnausfall für „Stillgelegte" infolge Streiks. Tiefbau 1923, Nr. 47, S. 160. Reichsgerichtliche Entscheidung, die eine Bezahlung von durch Teilstreiks stillgelegten Arbeitswilligen verneint. Beispiel: Straßenbahnpersonal der Stadt Kiel, das infolge Streiks des Elektrizitätswerks nicht arbeiten konnte. Ausführliche Urteilsbegründung.

852. Schwerbeschädigtenfürsorge. Von Dr. jur. Erdmann, Berlin. Tiefbau 1923, Nr. 32, S. 109—110. Einstellung und Entlassung, insbesondere fristlose Entlassung und Wiedereinstellungszwang nach Beendigung eines Streiks oder einer Aussperrung nach dem neuen Gesetz vom 12. Januar 1923.

853. Erhöhung der Geldstrafen nach der Reichs-Versicherungs-Ordnung. Tiefbau 1923, Nr. 43, S. 147. Auszug aus dem Geldstrafengesetz vom 27. April 1923. Erhöhung auf das 1000fache der Friedensbeträge.

854. Kündigung des Beamtenverhältnisses. Von Assesor Mantey, Erfurt. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 14, S. 229—230. Erklärung der Wendungen „Kündigung für den Monatsschluß" oder „zum 1. des nächsten Monats".

855. G. m. b. H. über 300000 Mark und Steuervergünstigung. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 46, S. 364. Urteil des Reichsfinanzhofes, daß Kapitalertragssteuer zu zahlen ist, sobald die Gesellschafter selbst aus einer A.-G., G. m. b. H. oder dgl. bestehen.

856. Grundzüge der industriellen Kostenlehre. Von Dipl.-Ing. A. Walther, Zürich. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 15, 17 u. 18, 12 Abb. A. Die Kosten der industriellen Produktion. (Kostenarten und Kostenträger.) B. Kosten und Beschäftigungsgrad. C. Das Geschäftskapital.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

— — — —

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

### Kartographische Reliefs.

In der Zeit vom 4.—8. Mai fand in den Räumen der Zeiss-Werke in Berlin, Potsdamer Str. 139, eine Ausstellung von Erzeugnissen der Kartographischen Relief Ges. m. b. H. in München statt. Die Werke dieser Firma sind durch die Literatur, durch Ausstellungen in der Öffentlichkeit und in Fachkreisen und vornehmlich durch ihre Bewährung im Gebrauch in weiten Kreisen bekannt geworden. Sie werden im Prägedruck nach einem Urmodell hergestellt, das nach den Schichtlinienangaben der Karte modelliert und im einzelnen durch ein besonderes Tastgerät nachgeprüft ist. So wird eine wahrheitsgetreue verkleinerte Geländewiedergabe, maßstäblich genau nach Länge, Breite und Höhe erreicht, wie auch durch Gutachten der Technischen Hochschule in Zürich bestätigt worden ist. Die Prägung gestaltet Vervielfältigung in großer Zahl und gewährleistet absolute Gleichheit und Genauigkeit der einzelnen Reliefs. Sie sind handlich, nicht schwer und unzerbrechlich. Ein jedes enthält auf der Oberfläche die Karte, die zugleich mit der Prägung aufgebracht wird, wobei eine vorherige Dehnbarmachung des Papiers eine Anschmiegung in jede Geländefalte bewirkt.

Neben einer Reihe von anderen ausgelegten Reliefs ließ besonders die große Darstellung vom ehemaligen Truppenübungsplatz Hammelburg (nat. Größe 60 km²), ausgeführt im Maßstab 1:5000 in 15 Einzeltafeln von zus. 2,5 m² Größe, außer den schon genannten als Vorzüge und Verwertungsmöglichkeiten erkennen: es kann jede beliebige Karte auf den Reliefs aufgebracht werden, also das einfache Meßtischblatt, eine topographische wie eine geologische Karte, Blätter nur mit Eintragungen der Schichtlinien oder in farbiger Behandlung endlich auch Luftbilder. Die Reliefs sind zu verwerten als Ergänzung zu der flächenhaften Darstellung der Karte für die Vermittlung einer räumlichen Vorstellung:

im Wirtschaftsleben besonders auch in der Land- und Forstwirtschaft für Geländeaufteilung, Anlage von Kulturen, Bau von Feld- und Holzwegen;

im Bau- und Siedlungswesen für die Entwurfsbearbeitung von neuen Bauanlagen zur organischen Einfügung der Veränderung bzw. Neugründung in die Gegebenheiten der Örtlichkeit zur Erreichung von praktischen und billigen Lösungen, die gleichzeitig auch den schönheitlichen und heimatlichen Bestrebungen Rechnung tragen.

Im Unterricht, sowohl im allgemeinen wie in Hoch- und Fachschulen, wo der Anschauung und dem selbständigen Finden und Erkennen immer größerer Wert beigemessen wird, läßt das Relief ablesen: Geländegestaltung zur Vertiefung des Kartenverständnisses, Talbildungen, Verlauf und Arbeiten von Flüssen mit ihren Abspülungen und Ablagerungen, Anlagen von den Kulturarbeiten der Menschen in den Verkehrswegen und den Siedlungen.

Auch die wissenschaftliche Arbeit und Forschung kommt in der Darstellung von geologischen Reliefs, von Vulkanausbrüchen u. dgl. oder in dem Nebeneinanderstellen von Zuständen eines Gebietes zu verschiedenen Zeiten zu ihrem Recht.

Für das Ausland und die Darstellung noch unvermessener und unerforschter Gebiete wird das Kartenrelief im Zusammenarbeiten mit der Flugzeugphotographie und dem Luftbildmeßwesen besonders

für die Erschließung eines Landes und die Vornahme und Projektierung der ersten wirtschaftlichen und verkehrs- und siedlungstechnischen Aufgaben eine große, Arbeit erleichternde und Kosten ersparende Bedeutung gewinnen. Dr.-Ing. Ewald.

## Der längste Tunnel der Welt, 29,4 km lang.

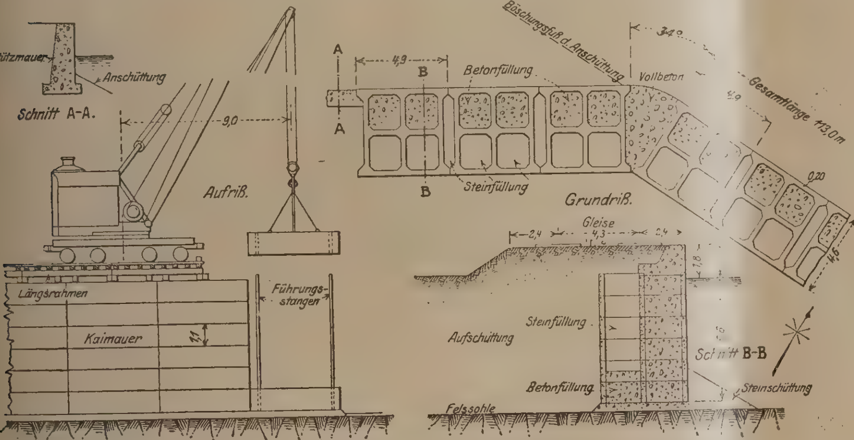
(Nach Eng. News Record, Heft 10 vom 8. III. 1923.)

Am 13. Februar d. J. wurde der Durchschlag eines zur Wasserversorgung der Stadt New York gehörenden Tunnels vollzogen. Mit einer Länge von 29,4 km ist er der größte Tunnel der Welt, er übertrifft den bis jetzt längsten, einen ebenfalls zur Wasserversorgung von New York gehörenden Tunnel um 15,5 m. Im ganzen wurden ca. 438 000 m³ Fels ausgebrochen, entsprechend etwa 16,4 bis 19,3 m³/lfm. Zur Auskleidung des Tunnelprofils mit Beton wurden pro lfm 0,46 bis 0,66 m³ Beton verwandt. — Das Tunnelprofil hat Hufeisenform und besitzt eine maximale Höhe von 3,50 m, eine maximale Breite von 3,12 m und leitet eine sekundliche Wassermenge von 26,3 m³ ab. — Der Tunnelvortrieb geschah mit Hilfe von 7 Schächten, deren größter 192 m tief war. Der durchschnittliche wöchentliche Vortrieb des Tunnels betrug 18,9 m. Das anstehende Gebirge war meist fester Fels, der nur an wenigen Stellen durch Zimmerung unterstützt werden mußte. Die Förderung des geschossenen Gebirges erfolgte mit elektrischen Lokomotiven (mit Akkumulatoren). — Die Arbeiten wurden am 10. November 1920 begonnen und werden mit einem gesamten Kostenaufwand von 12—13 Mill. Dollars durchgeführt werden können. Dr.-Ing. Finter.

## Kaimauer aus Betonhohlblöcken.

Für eine Portlandzementfabrik am Michigansee ist eine Kaimauer aus Betonhohlkörpern eigenartiger Gestalt errichtet worden. Sie ist rd 120 m lang, 8,4 m hoch bei 6,6 m mittlerer Wassertiefe und trägt auf ihrer Hinterfüllung 2 Vollspurgleise. Die Gründung geschah auf Felsen. Die Mauer hat Wellenschlag und Eisangriffen standzuhalten.

Die Betonhohlblöcke sind Rahmen von 4,6 × 4,9 m Größe und 1,1 m Höhe und besitzen in jeder Richtung eine Mittelwand, so daß 4 große




Zellen entstehen (vgl. Abb.). Alle Wände sind 20 cm stark. Vorder- und Rückwand stehen rippenartig vor, so daß zwischen je 2 Hohlkörpern schmale Kammern entstehen. Beim Aufbau stoßen diese Rippen stumpf aneinander, auf die ganze Höhe der Mauer; eine Verzahnung oder dergleichen ist nicht vorhanden. Die schmalen Kammern werden mit Steinen ausgefüllt. Auch die wagerechten Fugen zwischen den Hohlrahmen sind stumpf. Das Aufeinanderpassen der Rahmen wird durch 4 Rundeisenstangen von 6 cm Stärke erreicht, die durch lotrechte Löcher in den 4 Ecken der Hohlrahmen gehen (vgl. Aufriß). Diese ergeben zugleich eine gegenseitige Verankerung der je 6 übereinander liegenden Rahmen eines Stoßes. Die vorderen Kammern sind mit Beton, die hinteren mit Steinen ausgefüllt. Die Mauer besteht also tatsächlich aus einzelnen Stößen von Blockbreite (4,9 m), die durch eine durchgehende Fuge vollständig voneinander getrennt sind. Jeder Stoß wiegt rd 16 t in der Luft, im Wasser rd 9,5 t und enthält rd 6,6 m³ Beton. Die Betonmischung für die Hohlblöcke war 1:2:4, die Steingröße auf 4,5 cm beschränkt. An einer Stelle ist die Mauer unter 34° geknickt (vgl. Grundriß). Diese Stelle ist aus Vollbeton 1:2:4 hergestellt. Der oberste Hohlkörper reicht 0,3 m über den Wasserspiegel hinaus. Die Krone der Mauer liegt aber 1,8 m über Wasserspiegel. Dieses oberste Stück ist aus Vollbeton in etwa halber Tiefe des Hauptteiles der Mauer aufgeführt (vgl. Schnitt B-B) und mit Stoßhölzern kräftig bewehrt.

Der Bauvorgang gestaltete sich folgendermaßen: Die Gründungssohle (Felsen) für einen Stoß wurde mit Saugbaggern unter Leitung eines Tauchers gereinigt, lose Steine ebenfalls maschinell beseitigt. Nach Einsetzen der 4 Rundeisenstangen in den ersten (untersten) Hohlrahmen wurde dieser mittels Kranes eingebracht und vom Taucher durch Unterbringen von Steinen gerichtet. Darauf begann das Einfüllen von Beton in 1:3:6 Mischung durch einen geschlossenen Behälter, der ins Wasser gesenkt wurde. Der Beton füllte alle Hohlräume unter dem ersten Körper aus und bildete damit die eigentliche Sohlschicht für den Mauerstoß. Nach 48stündiger Abbinde- und Erhärtungszeit folgten die anderen Hohlrahmen sowie die Ausfüllung der Zellen mit Beton bzw. Steinen. Bemerkenswert ist, daß der Kran auf dem bereits fertigen Stück der Mauer vorgebracht wurde. Das Gleis war mit Quer- und Längsrähmen aus Holz unmittelbar auf den Hohlblöcken aufgelagert (vgl. Aufriß). — Diese Kaimauer hat sich in 3 Jahren gut bewährt, trotzdem sie starken Wellenschlag und Eisgang auszuhalten hatte, durch die hölzerne Anlagen in der Nachbarschaft erheblich beschädigt worden sind. (Cement and Engineering News 1922, Nr. 9.) Gl.

## Über den Wert der Raumbeständigkeitsprobe mit hochgespanntem Dampf für die Beurteilung von Portland-Zement.

haben R. I. Wig und H. A. Davis im August 1915 eine Untersuchung publiziert, die in „Technologie Papers of the Bureau of Standards" Nr. 47 enthalten ist.

Fußend auf ähnlichen früheren Arbeiten (Michaelis 1880; Erdmenger 1881; Force 1912 und 1913) wurden qualitative und quantitative Versuche ausgeführt. Raumbeständigkeitskuchen und Zugkörper aus reinem Zement verblieben nach 24 stündiger Erhärtung an feuchter Luft insgesamt drei Stunden in einem Dampfkessel, dessen Druck mindestens eine Stunde lang auf etwa 20 at/cm² gehalten wurde. Ein Zement hatte die Probe bestanden, wenn die Kuchen keinerlei Verkrümmungen oder Risse zeigten, und wenn die Zugfestigkeit mit Dampf behandelter Körper eine höhere war als diejenige an feuchter Luft erhärteter Zugkörper. Von 51 untersuchten Zementen bestanden 35 diese Prüfung. Von den übrigen 16 Zementen zeigten einige nach etwa neunmonatlicher Lagerung Treiben, obgleich sie die normengemäße Kochprobe bestanden hatten. Manche Zemente, die weder die Kochprobe noch die Dampfdruckprobe bestanden hatten, hielten diese Prüfungen aus, nachdem zuvor der auf dem Siebe Nr. 200 verbleibende Rückstand ganz oder teilweise beseitigt worden war. Andere Zemente wieder waren trotz verhältnismäßig grober Mahlung keine Treiber. Fast alle Zemente bestanden die Probe mit hochgespanntem Dampf, nachdem sie 2—6 Monate abgelagert hatten. Das gleiche galt für Raumbeständigkeitskuchen nach einer Lagerung von 6—12 Monaten in Wasser oder an der Luft.

Im Anschluß an die Untersuchungen mit gespanntem Dampfe wurden auch Festigkeitsprüfungen an Mörtelkörpern und an Betonkörpern aus den geprüften Zementen ausgeführt. Die Zugkörper aus Zementen, welche die Dampfdruckprobe bestanden hatten (Typ 3), ergaben keine höheren Festigkeiten als diejenigen aus Zementen, welche nur der Kochprobe genügten (Typ 2) oder selbst dieser nicht entsprachen (Typ 1).

Mörtel- und Betonkörper aus Zement vom Typ 1 und 2 zeigten anfänglich höhere Druckfestigkeiten als solche aus Zement von Typ 1, dagegen wenig Unterschiede untereinander. Vielmehr wurde eine unerklärliche Abhängigkeit von der Jahreszeit beobachtet, indem im Winter und Frühling niedrigere Werte erhalten wurden als im Sommer und Herbst. Die höchsten Betonfestigkeiten ergab merkwürdigerweise ein Zement von Typ 1.

Prismen von 2,5 × 2,5 × 33 cm aus reinem Zement aller drei Typen zeigten (mit einer einzigen Ausnahme) weder bei Wasserlagerung noch bei Luftlagerung Unterschiede, welche auf den verschiedenen Grad der Raumbeständigkeit zurückführbar waren. Vielmehr war hier die Differenz bei den einzelnen Zementmustern desselben Typs größer als von Typ zu Typ. Bei der Behandlung mit hochgespanntem Dampf zeigten die Prismen vom Typ 3 kaum eine Längenänderung (0,1—0,31 vH), während sie bei Typ 2 teilweise völlig zerstört wurden; bei zunehmender Magerung mit Sand nahm jedoch das Schwindmaß der letzteren sehr beträchtlich ab. Eine Änderung des Dampfdruckes zwischen 7—20 at war bei allen diesen Proben nur von geringem Einfluß.

Demnach hat die Raumbeständigkeitsprüfung mit gespanntem Dampf nur Wert für Zemente, die wirklich höheren Dampfdrucken ausgesetzt werden sollen. Bei normalen Bedingungen an trockener Luft vermag sie höchstens für sehr fette Mischungen Anhaltspunkte zu geben, nicht aber für die gebräuchlichen. Auch für die Beurteilung der hydraulischen Eigenschaften eines Zementes ist sie nicht geeignet, noch erlaubt sie, den höchsten Grad der Widerstandsfähigkeit des Betons festzustellen.

Es sei bemerkt, daß auch die in Deutschland ausgeführten Untersuchungen mit hochgespanntem Dampfe bisher zu keinem günstigen Ergebnis geführt haben.

Bericht von Dr. Zimmermann, Karlsruhe.

## Geschwindigkeitsformeln für Flüsse.

Von Dr.-Ing. L. Koch, Dresden.

In Nr. 3 dieser Zeitschrift wurde in einem kurzen Bericht auf eine Abhandlung in Engineering News Record, Nr. 15, Jahrg. 1922, hingewiesen, in der B. E. Jones Geschwindigkeitsmessungen im Tennessee und Irawaddy mit den Rechnungsergebnissen hydraulischer Formeln vergleicht. Etwas eingehender befaßt sich Dr.-Ing. W. Lindboe im Teknisk Ukeblad vom 19. Januar 1923 mit dem Artikel. Das Interesse, was demnach die Veröffentlichung von B. E. Jones gefunden hat, läßt es gerechtfertigt erscheinen, nochmals ausführlicher darauf einzugehen.

Es hat den Anschein, als ob die amerikanischen Ingenieure nur mit der Formel von Bazin und der von Ganguillet und Kutter arbeiten und mit den auf der grundlegenden Studie von Siedek entstandenen Formeln nicht vertraut sind. Von den beiden zuerst genannten Formeln besitzt die von Bazin gegenüber der von G. und K. beachtliche Vorzüge. Ihr Aufbau ist derart, daß sie für Grenzwerte keinen Widersinn gibt. So ist

$$\lim_{\gamma=0} c = 87.$$

Man darf aber nicht annehmen, daß der Grenzwert für c bei vollkommener Glätte des Gerinnes wirklich 87 beträgt. Denn die Messungen, auf denen die Formel aufgebaut ist, fangen bei Rauhigkeiten an, die wesentlich größer sind als null. Messungen um den Nullpunkt sind praktisch sehr schwer durchführbar, anderseits bringt der Funktionsverlauf mit der Annäherung an Nullstellen oft Überraschungen. Gelegentlich anderer Versuche im Flußbaulaboratorium der Techn. Hochschule Dresden wurden für ein geöltes Holzgerinne Werte für c gefunden, die 87 weit übersteigen, ohne daß man $\gamma = 0$ setzen könnte. Daraus ist ersichtlich, daß es auch bei richtig aufgebauten Formeln notwendig ist, die Versuchsgrenzen anzugeben, zwischen denen der Ausdruck Gültigkeit hat. Die Formel von Bazin zeichnet sich gegenüber der von G. und K. durch ihre größere Einfachheit aus. Die Anwendung wird noch erleichtert durch Tabellen, die gleich die c-Werte angeben. Die in Engels Handbuch des Wasserbaues und in Foersters Taschenbuch wiedergegebenen Tabellen bringen das Argument R in solchen Intervallen, daß überall geradlinige Interpolation gestattet und im Kopf ausführbar ist. Fehleruntersuchungen haben ergeben, daß die Formel von Bazin meistens erheblich bessere Werte liefert als die von G. und K. Den Vorzügen gegenüber steht aber der Mangel, daß Bazin c als unabhängig vom Gefälle J betrachtet. Daß dieses nicht zutrifft, haben G. und K. erkannt und in ihrer Formel zum Ausdruck gebracht. Es ist aber unwahrscheinlich, daß für R = 1 der Beiwert c unabhängig vom Gefälle wird, nämlich einfach $\frac{1}{n}$, wie aus der Formel von G. und K. folgt. Auch soll c mit wachsendem J abnehmen, sobald $R > 1,0$ und mit wachsendem J zunehmen, wenn $R < 1,0$ m. Diese Eigenart der Formel ist darauf zurückzuführen, daß bei den Mississippimessungen die zunächst erwähnte Abhängigkeit beobachtet wurde, während Bazin bei seinen Messungen das Gegenteil fand und Ganguillet und Kutter beide Ergebnisse vereinigen wollten. Andere Messungsergebnisse aber, auch die von Jones benutzten, stehen im Widerspruch zu diesen Forderungen der Formel. Untersucht man, welchem Grenzwert c zustrebt mit der Annäherung von n an 0, so ergibt sich:

$$\lim_{n=0} c = \infty$$

d. h. bei vollkommener Glätte soll die Geschwindigkeit für jeden beliebig geformten Querschnitt über alle Grenzen wachsen, da der Grenzwert unabhängig von R erreicht wird. Diese Folgerung ist offenbar unrichtig. Der Rauhigkeitsbeiwert n wird allein nach den Eigenschaften des Flußbettes geschätzt, ohne Rücksicht auf Gefälle und hydraulischen Radius, die indessen von wesentlichem Einfluß auf n sind. Zur Klärung dieser Frage bringt Jones 38 Messungen am Tennessee River und 20 am Irawaddy. Es geht aus ihnen hervor, daß das Gefälle bei der Wahl von n dann zu berücksichtigen ist, wenn $R > 1,80$ m. Bei niedrigen Wasserständen und kleinerem R ist der Einfluß des Gefälles auf n klein im Verhältnis zur Rauhigkeit des Flußbettes. Die von Jones geforderte Einführung von n als Funktion des Gefälles, des hydraulischen Radius und der Bettbeschaffenheit würde den Bau der Formel von Ganguillet und Kutter noch verwickelter machen. Statt dessen sei hier nochmals auf die von Willkürlichkeiten freien Geschwindigkeitsformeln hingewiesen und ihre Brauchbarkeit an den von Jones wiedergegebenen Messungen erprobt. Die erste Serie (Tennessee) scheint indessen insofern nicht einwandfrei zu sein, als das relative Gefälle nicht am Ort der Geschwindigkeitsmessung bestimmt wurde, sondern für eine Strecke von 11 km Länge. Um das Gefälle an der Meßstelle zu erhalten, sollte man nach dem Vorschlag von Siedek sich dahin einigen, daß man den Höhenunterschied des Wasserspiegels zwischen einem Punkt, der zwei Flußbreiten „b" oberhalb der Meßstelle liegt, und einem Punkt 1 Flußbreite unterhalb derselben mit der Entfernung 3 b dividiert, also $J = h : 3\,b$.

Ist $b < 10$ m, so setze man $J = h : 30$.

Weiterhin liegt die Meßstelle am Tennessee im Staubereiche eines Sperrdammes, so daß die Gleichförmigkeit der Bewegung nicht vorhanden ist. Die Geschwindigkeitsmessungen erfolgten von einer Brücke aus, also an einer Stelle, wo der Querschnitt eingeengt ist. Jones gibt jedoch an, daß der Querschnitt nur um einen geringen Prozentsatz vom mittleren Querschnitt der 11 km langen Strecke abweiche. Trotzdem wird die Bewegung auch infolge der Pfeilereinbauten nicht gleichförmig sein.

Bessere Unterlagen für den Vergleich verschiedener Geschwindig-

Zusammenstellung.

| | Messungsergebnisse | | | | | | Lindboe | | | | Hermanek | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | R m | 1000.I | b m | t/b | V m/s | c | $V_1$ m/s | $V_1 - V = \Delta$ cm | $\Delta^2$ cm² | $\frac{100\,(V_1 - V)}{V}$ vH | $c_1$ | $V_1$ m/s | Δ cm | $\Delta^2$ cm² | $\frac{100\,(V_1 - V)}{V}$ vH |
| 1 | 4,97 | 0,0086 | 1035 | | 0,325 | 47,0 | 0,391 | + 6,6 | 43,56 | + 20,2 | 50,7 | 0,331 | + 0,7 | 0,49 | + 2,1 |
| 2 | 5,34 | 129 | 1076 | | 0,445 | 53,6 | 0,481 | + 3,6 | 12,96 | + 8,1 | 51,6 | 0,481 | + 3,6 | 12,96 | + 8,1 |
| 3 | 5,64 | 172 | 1132 | | 0,544 | 55,2 | 0,559 | + 1,5 | 2,25 | + 2,8 | 52,4 | 0,516 | — 2,8 | 7,84 | — 5,2 |
| 4 | 6,06 | 215 | 1199 | | 0,635 | 55,7 | 0,638 | + 0,3 | 0,09 | + 0,5 | 53,2 | 0,607 | — 2,8 | 7,84 | — 4,4 |
| 5 | 6,10 | 258 | 1283 | 0,005 | 0,720 | 57,4 | 0,691 | — 2,9 | 8,41 | — 4,0 | 53,3 | 0,669 | — 5,1 | 26,01 | — 7,1 |
| 6 | 6,22 | 301 | 1405 | | 0,799 | 58,4 | 0,745 | — 5,4 | 29,16 | — 6,7 | 53,3 | 0,729 | — 7,1 | 49,00 | — 8,8 |
| 7 | 6,44 | 344 | 1458 | | 0,879 | 58,5 | 0,802 | — 7,7 | 59,29 | — 8,8 | 53,4 | 0,795 | — 8,4 | 70,56 | — 9,5 |
| 8 | 7,01 | 387 | 1470 | | 0,943 | 57,3 | 0,882 | — 6,1 | 37,21 | — 6,5 | 53,7 | 0,885 | — 5,8 | 33,64 | — 6,2 |
| 9 | 7,53 | 430 | 1482 | | 1,013 | 56,3 | 0,957 | — 5,6 | 31,36 | — 4,5 | 54,0 | 0,972 | — 4,0 | 16,00 | — 4,0 |
| 10 | 8,06 | 474 | 1494 | | 1,082 | 55,4 | 1,034 | — 4,8 | 23,04 | — 4,4 | 54,2 | 1,059 | — 2,3 | 5,29 | — 2,1 |
| 11 | 8,57 | 516 | 1506 | | 1,150 | 54,7 | 1,107 | — 4,3 | 18,49 | — 3,7 | 54,5 | 1,146 | — 0,4 | 0,16 | — 0,4 |
| 12 | 9,09 | 560 | 1516 | 0,006 | 1,218 | 54,0 | 1,182 | — 3,6 | 12,96 | — 2,9 | 54,7 | 1,231 | + 1,3 | 1,69 | + 1,1 |
| 13 | 9,66 | 603 | 1518 | | 1,285 | 53,2 | 1,259 | — 2,6 | 6,76 | — 2,0 | 55,0 | 1,327 | + 4,2 | 17,64 | + 3,3 |
| 14 | 10,24 | 646 | 1520 | | 1,352 | 52,6 | 1,337 | — 1,5 | 2,25 | — 1,1 | 55,3 | 1,422 | + 7,0 | 49,00 | + 5,2 |
| 15 | 10,81 | 689 | 1521 | 0,007 | 1,419 | 52,0 | 1,413 | — 0,6 | 0,36 | — 0,4 | 55,6 | 1,517 | + 9,8 | 96,04 | + 6,9 |
| 16 | 11,38 | 732 | 1523 | | 1,487 | 51,5 | 1,490 | + 0,3 | 0,09 | + 0,2 | 55,9 | 1,613 | + 12,6 | 158,76 | + 8,5 |
| 17 | 11,94 | 775 | 1526 | | 1,559 | 51,3 | 1.565 | + 0,6 | 0,36 | + 0,4 | 56,2 | 1,710 | + 15,1 | 228,01 | + 9,7 |
| 18 | 12,51 | 818 | 1528 | 0,008 | 1,642 | 51,3 | 1,604 | — 3,8 | 14,44 | — 2.3 | 56,4 | 1,804 | + 16,2 | 262,44 | + 9,9 |
| 19 | 13,06 | 861 | 1547 | | 1,744 | 52,0 | 1,715 | — 2,9 | 8,49 | — 1,7 | 56,7 | 1,902 | + 15,8 | 249,64 | + 9,1 |
| 20 | 13,56 | 904 | — | | 1,875 | 53,6 | 1,790 | — 8,5 | 72,25 | — 4,5 | 56,9 | 1,922 | + 11,7 | 136,89 | + 6,2 |
| | | | | | | | $+\Sigma\Delta = +12,9$ cm<br>$-\Sigma\Delta = -60,3$ „ | | 383,78 | $+\Sigma\Delta = +32,3$ vH<br>$-\Sigma\Delta = -54,5$ „ | $+\Sigma\Delta = +97,8$ cm<br>$-\Sigma\Delta = -38,6$ „ | | | 1429,90 | $+\Sigma\Delta = +70,1$ vH<br>$-\Sigma\Delta = -47,7$ „ |
| | | | | | | | Mittlerer Fehler: $\Delta_m = \pm 4,38$ cm. | | | | $\Delta_m = \pm 8,46$ cm. | | | | |

keitsformeln scheinen ihrem gegenseitigen Verhalten nach die Messungen im Irawaddy zu liefern. Nur sie werden daher in dem folgenden Vergleich benutzt. Zu bemerken ist, daß die mittlere Tiefe t = F : b, mit der sowohl Hermanek als auch Lindboe arbeiten, in dem von Jones gegebenen Material nicht enthalten ist, jedoch unterscheidet sich bei den hier in Frage kommenden großen Breiten die mittlere Tiefe wenig von dem gegebenen hydraulischen Radius R. In dem Vergleich (siehe Tabelle) schneidet die Formel von Lindboe am besten ab. Besonders auffällig ist ihre Überlegenheit bei den großen Tiefen, wo die Formel von Hermanek und noch mehr die von Bazin und die von G. und K. viel zu große Werte ergeben. Die günstigen Ergebnisse von Lindboes Formel (vgl. Engels, Handbuch des Wasserbaues; Foerster, Taschenbuch für Bauingenieure) auch bei großen Tiefen ist z. T. damit zu erklären, daß bei ihrer Aufstellung Wolgamessungen mit einer mittleren Tiefe bis zu 14 m zur Verwendung kamen. Da die Lindboeformel auch bei anderen Messungsvergleichungen die besten Erfolge zeigte (vgl. Zeitschr. für Gewässerkunde 1910), so ist sie als die beste empirische Formel zu bezeichnen. Ihrer allgemeinen Anwendung steht der verwickelte Bau entgegen. Zwar hat Lindboe zur Vereinfachung schon seine Formel in 12 Unterformeln aufgelöst, von denen jede für ein begrenztes Gebiet gilt, doch ist die Berechnung der Geschwindigkeit auch dann noch umständlich gegenüber anderen Formeln. Eine wesentliche Erleichterung für den Benutzer der Formeln von Lindboe bringen die Tabellen von Ekdahl in seinem Buch: Über die Bewegung des Wassers in Kanälen usw., Leipzig 1912, S. 190 und 191. Auch die graphische Darstellung der Lindboeformeln in der Österreichischen Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1913, Heft 26, verdient Beachtung.

Die Formel von Hermanek (vgl. Engels, Handbuch und Foerster, Taschenbuch) steht in der Genauigkeit der von Lindboe zwar nach, doch rechtfertigen ihre Ergebnisse und weit bequemere Anwendung ihre Bevorzugung in der Praxis. Nur bei sehr wichtigen Rechnungen sollte man nicht versäumen, außer nach Hermanek auch noch nach Lindboe zu rechnen. Bei der Anwendung der Formel von Bazin und Ganguillet und Kutter tritt die Schwierigkeit in der Wahl der Rauhigkeitsklasse klar zutage. In der Annahme eines regelmäßigen und reinen Flusses wurde nach Bazin Klasse 5 und entsprechend nach G. und K. Klasse 6 gewählt, mit den Rauhigkeitsbeiwerten $\gamma = 1{,}30$ resp. $n = 0{,}025$. Die hiermit durchgeführte Rechnung zeigt, daß $\gamma$ und $n$ zu klein sind, da die positiven Fehler überwiegen. Nimmt man das Mittel aus den von Jones gefundenen $n$-Werten, so erhält man ein $n$ von 0,03. Die mit diesem Wert durchgeführte Rechnung ergibt:

$$+\sum \Delta = 113{,}2 \text{ cm};$$

$$-\sum \Delta = 8{,}5 \text{ „}$$

$$+\sum \frac{100\,\Delta}{V} = 118{,}4 \text{ vH}$$

$$-\sum \frac{100\,\Delta}{V} = 9{,}2 \text{ „}$$

$$\sum \Delta^2 = 1074{,}7 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_m = \pm\, 7{,}33 \text{ cm.}$$

| Bazin ($\gamma = 1{,}30$) | | | | | Ganguillet und Kutter ($n = 0{,}025$) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $c_i$ | $V_1$ m/s | $\Delta$ cm | $\Delta^2$ cm² | $\frac{100(V_1 - V)}{V}$ vH | $c_1$ | $V_1$ m/s | $\Delta$ cm | $\Delta^2$ cm² | $\frac{100 \cdot \Delta}{V}$ vH |
| 54,9 | 0,359 | + 3,4 | 11,56 | + 10,5 | 74,2 | 0,484 | + 15,9 | 252,8 | + 49,0 |
| 55,6 | 0,518 | + 7,3 | 53,29 | + 16,4 | 71,8 | 0,596 | + 15,1 | 228,0 | + 34,0 |
| 56,0 | 0,552 | + 0,8 | 0,64 | + 1,4 | 69,8 | 0,687 | + 14,3 | 204,5 | + 26,3 |
| 56,7 | 0,647 | + 1,2 | 1,44 | + 1,9 | 68,7 | 0,784 | + 14,9 | 222,0 | + 23,5 |
| 56,8 | 0,713 | — 0,7 | 0,49 | — 1,0 | 66,9 | 0,840 | + 12,0 | 144,0 | + 16,7 |
| 57,0 | 0,780 | — 1,0 | 3,61 | — 2,4 | 65,5 | 0,895 | + 9,6 | 92,2 | + 12,0 |
| 57,4 | 0,854 | — 2,5 | 6,25 | — 2,9 | 64,7 | 0,962 | + 8,3 | 68,9 | + 9,5 |
| 58,3 | 0,960 | + 1,7 | 2,89 | + 1,8 | 64,7 | 1,064 | + 12,[illegible] | 146,4 | + 12,8 |
| 58,9 | 1,060 | + 4,7 | 22,09 | + 4,6 | 64,3 | 1,158 | + 14,5 | 210,3 | + 14,3 |
| 59,6 | 1,165 | + 8,3 | 68,89 | + 7,7 | 64,1 | 1,250 | + 16,8 | 282,2 | + 15,5 |
| 60,2 | 1,266 | + 11,9 | 134,56 | + 10,1 | 64,0 | 1,345 | + 19,5 | 380,3 | + 17,0 |
| 60,8 | 1,369 | + 15,1 | 228,01 | + 12,4 | 63,7 | 1,430 | + 21,2 | 449,4 | + 17,4 |
| 61,3 | 1,479 | + 19,4 | 376,36 | + 15,1 | 63,7 | 1,535 | + 25,0 | 625,0 | + 19,4 |
| 61,8 | 1,589 | + 23,7 | 561,69 | + 17,5 | 63,7 | 1,638 | + 28,6 | 818,0 | + 21,1 |
| 62,3 | 1,700 | + 28,1 | 789,61 | + 19,8 | 63,5 | 1,733 | + 31,4 | 986,0 | + 22,1 |
| 62,8 | 1,812 | + 32,5 | 1056,25 | + 21,8 | 63,3 | 1,828 | + 3[illegible] | 1162,8 | + 22,9 |
| 63,3 | 1,926 | + 36,7 | 1346,89 | + 23,5 | 63,2 | 1,920 | + 36,1 | 1303,2 | + 23,1 |
| 63,6 | 2,035 | + 39,3 | 1544,49 | + 23,9 | 63,2 | 2,020 | + 37,8 | 1428,8 | + 23,0 |
| 63,9 | 2,142 | + 39,8 | 1584,04 | + 22,8 | 63,1 | 2,115 | + 37,1 | 1376,4 | + 21,3 |
| 64,2 | 2,247 | + 37,2 | 1383,84 | + 19,8 | 63,0 | 2,205 | + 33,0 | 1089,0 | + 17,6 |
| $+\Sigma\Delta = +310{,}8$ cm<br>$-\Sigma\Delta = -\ 5{,}1$ „ | | | 9176,89 | $+\Sigma\Delta = +231{,}0$ vH<br>$-\Sigma\Delta = -\ 6{,}3$ „ | $+\Sigma\Delta = +437{,}3$<br>$-\Sigma\Delta = -0$ | | | 11470,2 | $+\Sigma\Delta = +418{,}5$<br>$-\Sigma\Delta = -0$ |
| $\Delta_m = \pm 21{,}41$ cm | | | | | $\Delta_m = \pm 23{,}95$ cm | | | | |

Trotz bestmöglicher Annäherung an das für die Flußstrecke in Frage kommende $n$ sind die Ergebnisse der Lindboeschen Formel immer noch überlegen.

Dieser Beitrag läßt aufs neue die Überlegenheit der Formel von Lindboe und Hermanek über die Formel von Ganguillet und Kutter erkennen.

---

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Der Schutz des Betriebsgeheimnisses unter besonderer Berücksichtigung des Betriebsrätegesetzes.

Von Syndikus Dr. rer. pol. Brunner, Dresden.

Der Schutz des Betriebs- oder Geschäftsgeheimnisses ist für den Arbeitgeber in zweifacher Richtung notwendig und durch gesetzliche Bestimmungen gegeben (wobei hier nicht näher auf die Frage eingegangen werden soll, ob in ausreichender Weise), weil auch die Verletzung in zweifacher Weise, nämlich von zwei verschiedenen Personenkreisen aus, erfolgen kann, und zwar einmal von Angestellten, Arbeitern, Lehrlingen, überhaupt allen, die infolge der Beziehungen ihres Arbeits- oder Dienstverhältnisses die Betriebs- und Geschäftsgeheimnisse kennen lernten, ferner aber auch von allen denjenigen Personen, die zwar an sich mit dem Betriebe nichts zu tun haben, die aber auf Grund öffentlich-rechtlicher Befugnisse, z. B. in ihrer Eigenschaft als Beamte, sich Einblick in solche Geheimnisse verschaffen konnten. Beiden Kategorien ist es bei Strafe untersagt, die so erworbenen Kenntnisse zum Schaden des Betriebsinhabers zu verwerten. Der § 17 des Gesetzes gegen den unlauteren Wettbewerb vom 7. Januar 1909 bedroht mit Gefängnis bis zu einem Jahr und mit Geldstrafe bis zu 5000 M. (heutigem Geldwerte gegenüber jedenfalls völlig unzulänglich) oder mit einer dieser Strafen denjenigen, der als Angestellter, Arbeiter oder Lehrling eines Geschäftsbetriebes, Geschäfts- oder Betriebsgeheimnisse, die ihm vermöge des Dienstverhältnisses anvertraut worden sind, während der Geltungsdauer des Dienstverhältnisses unbefugt einem anderen zum Zwecke des Wettbewerbes oder in der Absicht, dem Inhaber des Geschäftsbetriebes einen Schaden zuzufügen, mitteilt. Gleiche Strafe trifft denjenigen, der Geschäfts- oder Betriebsgeheimnisse, deren Kenntnis er durch eine solche Mitteilung oder durch eine gegen das Gesetz oder die guten Sitten verstoßende Handlung erlangt hat, zum Zwecke des Wettbewerbes unbefugt verwertet oder dem anderen mitteilt. Gegen solche Verletzungen von Geschäftsgeheimnissen, deren Kenntnis auf Grund öffentlich-rechtlicher Befugnis erlangt worden ist, enthält eine Reihe von Gesetzen, meist sozialpolitischen Inhalts, Schutzbestimmungen für den Arbeitgeber, so die Reichsversicherungs-Ordnung, das Angestelltenversicherungsgesetz und die Gewerbe-Ordnung. Neuerdings hat sich ein Schutz notwendig gemacht auf Grund der Bestimmungen des Betriebsrätegesetzes.

Was ist zunächst überhaupt unter Betriebs- oder Geschäftsgeheimnis zu verstehen: Man bezeichnet damit in der Regel Betriebsmethoden und Betriebseinrichtungen sowie überhaupt alle einen Betrieb angehenden oder mit ihm in einer gewissen Verbindung stehenden Vorgänge oder Tatsachen, die nicht offenkundig sind, an deren Geheimhaltung der Betriebsinhaber ein wohlverstandenes Interesse hat und von denen er daher auch wünscht, daß sie Betriebsfremden nicht offenbart werden. Wir haben bereits darauf hingewiesen, daß die Verhältnisse des Betriebes oder sonstige Umstände es in der Regel mit sich bringen werden, daß bestimmte Personen mit den geheim zu haltenden

Tatsachen oder Vorgängen bekannt gemacht werden müssen. Infolge der ihnen vom Betriebsrätegesetz zugewiesenen Aufgaben ist es besonders eine Gruppe von Betriebsangehörigen, die Einsicht in die hier gekennzeichneten besonderen Betriebsverhältnisse erlangen kann, nicht nur in ihrer Eigenschaft als Angestellte oder Arbeiter, sondern auch in ihrer Eigenschaft als Betriebsvertretung, also auf Grund einer öffentlich-rechtlichen Befugnis. Gegenüber den Einblicken, die das Betriebsrätegesetz diesen Personen in Betriebsvorgänge gewährt, sind die berechtigten Interessen des Arbeitgebers in bezug auf die Wahrung der Geschäfts- oder Betriebsgeheimnisse besonders zu schützen.

Nur hinsichtlich des auf Grund des § 71 Abs. 1 des Betriebsrätegesetzes vom Betriebsrat gestellten Verlangens nach Aufschluß über alle den Dienstvertrag und die Tätigkeit der Arbeitnehmer berührenden Betriebsvorgänge kann der Arbeitgeber ein Verweigerungsrecht geltend machen, soweit durch die geforderten Aufschlüsse Betriebs- oder Geschäftsgeheimnisse gefährdet werden. Auch Schriftstücke oder sonstige Unterlagen brauchen in diesem Falle nicht vorgelegt zu werden. Dieses Verweigerungsrecht kommt aber nicht in Frage bei § 71 Abs. 2, sowie bei den §§ 70 und 72, weil in diesen Fällen der Vorbehalt des § 71 Abs. 1 bezüglich der Betriebs- und Geschäftsgeheimnisse nicht gemacht ist. (§ 70 handelt von der Entsendung von Betriebsratsmitgliedern in den Aufsichtsrat und § 72 regelt die Verpflichtung des Unternehmers wegen Vorlegung einer Betriebsbilanz und einer Betriebsgewinn- und -Verlustrechnung.) Doch kann auch in diesen Fällen das Interesse an der Aufrechterhaltung des Betriebs- und Geschäftsgeheimnisses gewahrt werden, wenn bei Informationen dieser Art den Betriebsvertretungen die Geheimhaltung entsprechend den Bestimmungen in §§ 70 Abs. 5, 71 Abs. 3 und 72 Abs. 2 des Betriebsrätegesetzes ausdrücklich zur Pflicht gemacht wird. Die angezogenen Paragraphen bestimmen, daß die Mitglieder der Betriebsvertretung über die ihnen vom Arbeitgeber gemachten und ausdrücklich als solche bezeichneten oder deutlich erkennbaren vertraulichen Angaben Stillschweigen zu bewahren haben. Um Streitigkeiten darüber zu vermeiden, ob eine Angabe als ,,vertraulich“ bezeichnet worden oder deutlich erkennbar ist, ist es zweckmäßig, daß der Arbeitgeber darauf dringt, die Tatsache, daß er gewisse Ausführungen als ,,vertraulich“ betrachtet wissen will, protokollarisch festzulegen und daß er Abschrift davon verlangt, zu deren Hergabe die Betriebsvertretung verpflichtet ist.

Was geheim gehalten werden muß, ist noch genauer bestimmt im § 100 des Betriebsrätegesetzes, der gleichzeitig auch die Strafe festsetzt, die Platz greift für jede Verletzung der Schweigepflicht. Es heißt dort: Wer unbefugt vertrauliche und ausdrücklich als solche bezeichnete Angaben, Betriebs- oder Geschäftsgeheimnisse offenbart, die ihm als Angehörigen einer Betriebsvertretung bekannt geworden sind, wird mit Geldstrafe bis zu 1500 M oder mit Haft bestraft (völlig unzulänglich). Eine Erschwerung der Strafe tritt ein, nämlich Gefängnisstrafe bis zu einem Jahr, wenn die Tat in der Absicht begangen wird, sich oder einem anderen einen Vermögensvorteil zu verschaffen oder dem Arbeitgeber Schaden zuzufügen. Besonderer, die Schweigepflicht weiter fassender Wert ruht in den Eingangsworten ,,Wer unbefugt“. Unbefugt ist jede Mitteilung an Dritte über vertrauliche Äußerungen und Angaben des Arbeitgebers, wenn sie ohne dessen Zustimmung erfolgt und wenn nicht etwa andere gesetzliche Pflichten die Offenbarung verlangen.

Völlig unbegründet ist daher die von Arbeitnehmerseite vielfach vertretene Ansicht, daß die Betriebsvertretungen oder ihre einzelnen Mitglieder die Kenntnisse, die sie als solche erlangt haben, den Gewerkschaften mitteilen dürften. Dem steht der klare Wortlaut des Gesetzes ausdrücklich entgegen und daran ändert auch nichts die Tatsache, daß, wie von gewerkschaftlicher Seite vielfach geltend gemacht wird, die erlangten Kenntnisse ja nicht zum Schaden des Unternehmers verwendet würden, sondern zum Besten der Allgemeinheit, zu statistischen oder ähnlichen Zwecken, ganz abgesehen davon, daß die Gewerkschaft wohl nie mit Sicherheit die Möglichkeit der Schädigung der Interessen des Arbeitgebers erkennen und sie verhindern kann. Es ist ganz gleichgültig, welche Zwecke die Gewerkschaft mit Einholung des Materials verfolgt und ob wirklich eine Schädigung des Arbeitgebers eintritt. Haben die Angehörigen einer Betriebsvertretung Geschäftsgeheimnisse infolge ihres Arbeits- oder Dienstverhältnisses kennen gelernt oder bereits früher gekannt, so machen sie sich durch unbefugte Offenbarung schon nach den oben angezogenen allgemeinen Strafbestimmungen strafbar. Die Strafbestimmungen des § 100 des Betriebsrätegesetzes treffen sie daneben dann, wenn sie durch ihre Tätigkeit als Betriebsvertreter Einblick in die Geheimnisse erlangt haben.

Abgesehen von den durch den § 100 des Betriebsrätegesetzes vorgesehenen Strafen können die Schuldigen selbstverständlich fristlos entlassen werden und der Geschädigte wird gegebenenfalls noch Schadenersatzansprüche geltend machen können. Ein wichtiger Grund zur fristlosen Entlassung und zum Schadenersatzanspruch ist auch dann gegeben, wenn der Vertrauensbruch nicht vorsätzlich, sondern aus Fahrlässigkeit erfolgt ist, eine nach den erwähnten Bestimmungen mit Strafe bedrohte Handlung also nicht vorliegt.

Zu beachten ist in diesem Zusammenhang auch der § 99 Absatz 3 des Betriebsrätegesetzes, wonach sich Arbeitgeber oder ihre Vertreter dann strafbar machen, wenn sie es vorsätzlich unterlassen, der Betriebsvertretung die gemäß § 71/72 verlangten Aufschlüsse zu geben. Von vorsätzlichem Unterlassen wird man hier beispielsweise dann sprechen können, wenn der Arbeitgeber seine Aufschluß- und Vorlegungspflicht dadurch zu verhindern sucht, daß er sich auf die Gefährdung von Geschäftsgeheimnissen beruft, obwohl er weiß, daß es sich dabei tatsächlich um kein Geschäftsgeheimnis handelt.

---

## 50. Gedenktag des Münsterberger Stammwerkes.

Die Firma ,,Deutsche Ton- und Steinzeugwerke Aktiengesellschaft“ in Charlottenburg feierte am 28. Mai d. J. den 50. Gedenktag der Gründung ihres Münsterberger Stammwerkes. Sie ist zurzeit sowohl der Zahl ihrer Betriebe als auch der Zahl der darin beschäftigten Arbeiter nach der größte grobkeramische Konzern in Deutschland. Die D. T. S. und ihre Konzernwerke stellen Geräte und Waren für technische und industrielle Zwecke her, wie Kanalisationsrohre, Apparate, Gefäße und Maschinen für die chemische Industrie, feuerfeste Steine aller Art, Quarzglas, Gasglühlichtisolationen, Porzellan und Steatit für elektrotechnische und chemische Zwecke usw. Der Firma ist zu ihrem 50jährigen Jubiläum ein technisches Buch, ,,Die Keramik im Dienste von Industrie und Volkswirtschaft“ gewidmet worden, in welchem die überaus interessanten Zusammenhänge und die Abhängigkeiten von Industrie, Gewerbe und Haushalt von den technischen Fabrikaten der Keramik veranschaulicht werden. Es schildert eingehend sowohl die allgemeinen und wissenschaftlichen Grundlagen der Keramik als die keramische Fabrikation, die Eigenschaften dieser Produkte und ihre Verwendung in den verschiedenen Industriezweigen.

## Mitteilungen der preußischen Akademie für Bauwesen.

Die preußische Akademie des Bauwesens nahm in ihrer Gesamtsitzung vom 16. Mai d. J. einen Vortrag ihres Mitgliedes Dr.-Ing. Oskar v. Miller aus München über die Ausnutzung und Verwertung von Großwasserkräften entgegen. Die Erkenntnis, daß die Wasserkräfte zu den größten Schätzen der Länder gehören, und daß deshalb der früher damit getriebene Raubbau einer planmäßigen Ausnutzung weichen müsse, ist noch nicht sehr alt. Sie hängt eng zusammen mit der durch die Fortschritte der Elektrotechnik gegen Ende des vorigen Jahrhunderts geschaffenen Möglichkeit, große Energiemengen mit gutem wirtschaftlichen Erfolge auf sehr weite Entfernungen zu befördern. Nachdem aber in Bayern die Bedeutung planmäßiger Ausnutzung der gerade hier in großer Fülle vorhandenen Großwasserkräfte einmal erkannt war, ging man mit großer Tatkraft ans Werk. Es wurde ein staatliches Büro für Ausnutzung der Wasserkräfte und Elektrizitätsversorgung errichtet, das für alle bayrischen Flüsse mustergültige Unterlagen zu einer möglichst rationellen Ausnutzung aller Wasserkräfte bearbeitete. Redner gab eine gedrängte Übersicht über verschiedene Großwasserkräfte in Bayern, Tirol und Thüringen, wobei das von Baurat Schnick angeregte und unter Leitung des Redners unmittelbar nach dem Kriege begonnene Walchenseewerk einen Höhepunkt darstellte. Wie so oft im Wirtschaftsleben zeigte sich auch hier die Schädlichkeit zu langen Zauderns. Fünf Jahre hindurch konnte man sich nicht über die zweckmäßigste Ausführung einigen, so daß die Walchenseekraft, welche schon während des Krieges hätte vollendet sein können, erst Ende dieses Jahres in Betrieb kommt.

Welchen Vorteil ein rascher Ausbau der Wasserkräfte dem deutschen Wirtschaftsleben bietet, geht daraus hervor, daß bei völliger Ausnutzung der bayerischen Großwasserkräfte jährlich etwa 16 Millionen Tonnen Kohle erspart werden können. Dabei ist aus dem Walchenseewerk oder ähnlichen Wasserkraftanlagen die gewonnene Energie, wie der Vortragende nachwies, wesentlich billiger als bei Verwendung von Kohle für Dampfkraftwerke. Das Walchenseewerk wird mittels eines über ganz Bayern ausgebreiteten Netzes von Hochspannungsleitungen den Strom überall hinsenden, wo er gebraucht wird. An dasselbe Netz werden aber auch alle übrigen in Bayern bereits bestehenden Wasser- und Dampfgroßkraftwerke angeschlossen, so daß sie zusammen mit dem Walchenseewerk eine technische und wirtschaftliche Einheit, das ,,Bayernwerk“ bilden, in dem sie bei Berücksichtigung der örtlichen Besonderheiten eines jeden zur bestmöglichen Gesamtwirkung kommen können. Auch die Schaffung dieses Bayernwerkes ging nicht ohne Schwierigkeiten vonstatten, die sich aus dem Widerstreit selbstsüchtiger Einzelbestrebungen gegen den hier maßgebenden Grundsatz ergaben, daß die Verwertung von Großwasserkräften dem Gemeinwohl des ganzen Landes und nicht einzelnen Sondergruppen zu dienen hat. Nicht nur das gesamte Groß- und Kleingewerbe sowie die Landwirtschaft Bayerns wird mit elektrischem Strom versorgt werden; die vereinigten bayerischen Wasserkräfte würden auch genügen, um künftig die bayerischen Strecken der Reichsbahn elektrisch zu betreiben. Und daneben bleibt noch die Möglichkeit der Versorgung weiter Nachbargebiete, auch der bayerischen Pfalz, mit elektrischem Strom. Wenn auch die Versorgung aller Groß- und Kleingewerbe sowie der Landwirtschaft mit elektrischer Energie und der elektrische Betrieb der Bahnen ein Hauptzweck der Wasserkräfte ist, so würden doch noch einige Milliarden Pferdekraftstunden jährlich zum Betriebe von elektrochemischen

Fabriken, insbesondere zur Gewinnung von Düngemitteln, übrig bleiben. Vielleicht scheint manchem verwunderlich, daß man ein so gewaltiges Werk wie den Ausbau der bayerischen Wasserkräfte und das Bayernwerk trotz aller wirtschaftlichen Nöte der Zeit und der ungeheuren Teuerung nicht vorläufig ruhen ließ, sondern es im Gegenteil mit verdoppelter Kraft der Vollendung zuführte. Bei richtiger Betrachtung der Dinge muß man aber zugeben, daß dies das einzig zweckmäßige Vorgehen war. Denn die Teuerung ist im wesentlichen eine scheinbare, die nur dem schlechten Stand unserer Währung Ausdruck gibt, während die tatsächlichen Aufwendungen an Arbeitsstunden und Baustoffen die gleichen bleiben. Wenn dem Ingenieur überall in deutschen Landen die Möglichkeit gegeben würde, ebenso wie beim Walchenseewerk die brach liegenden Arbeitskräfte für volkswirtschaftlich notwendige und die Erzeugung neuer Werte ermöglichende Bauarbeiten zu stellen, so wäre ein großer Schritt zur Wiederaufrichtung der deutschen Wirtschaft getan.

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. Mai 1923.

Kl. 19 a, Gr. 10. M 69 307. Norbert Koch, Essen-Stadtwald, Girondellenstr. 26. Schienenbefestigung mit Unterlagsplatte und Klemmplatten. 10. V. 20.

Kl. 19 a, Gr. 29. H 90 688. Johann Wester, Oberfeld, Post Hartegasse, Kr. Wipperfürth, Rhld. Steinschlaggabel mit auswechselbaren Zinken. 31. VII. 22.

Kl. 20 i, Gr. 5. A 39 124. Arminius-Vertriebs-G. m. b. H., Coswig i. Sa. Weichensicherung; Zusatz zu Pat. 361 611. 3. I. 23.

Kl. 35 b, Gr. 1. T 25 351. Dipl.-Ing. Robert Thomé, Köln, Altenberger Str. 14. Sicherheitseinrichtung zur Verhinderung des Schrägstellens von Verladebrücken u. dgl. 14. V. 21.

Kl. 35 b, Gr. 1. T 27 259. Dipl.-Ing. Robert Thomé, Köln, Altenberger Str. 14. Schutzeinrichtung zur Verhinderung des Schieflaufens von Verladebrücken u. dgl. 27. XII. 22.

Kl. 37 b, Gr. 4. K 79 120. Konrad Kisse, Berlin, Dorotheenstr. 54. Verfahren zur Herstellung der spiralförmigen Umschnürung für Eisenbetonbaukörper mit einspringenden Ecken. 15. IX. 21.

Kl. 37 b, Gr. 5. K 79 117. Dipl.-Ing. Franz Kleinhenz, Leipzig, Plauensche Str. 13. Holzverbindung. 3. XI. 21.

Kl. 80 a, Gr. 7. L 50 362. Leipziger Tangier-Manier, Alexander Grube, Leipzig-Plagwitz. Verfahren und Vorrichtung zum Fördern von Mörtel in Mörtelspritzvorrichtungen. 26. IV. 20.

Kl. 80 a, Gr. 7. L 51 394. Leipziger Tangier-Manier, Alexander Grube, Leipzig-Plagwitz. Verfahren und Vorrichtung zum Fördern von Mörtel in Mörtelspritzvorrichtungen mit Druckluft; Zus. z. Anm. L 50 362. 18. IX. 20.

Kl. 80 b, Gr. 1. R 55 321. Rekord-Zement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M. und Oskar Tetens, Örlinghausen, Lippe. Verfahren zur Herstellung von verbesserten hydraulischen Bindemitteln; Zus. z. Anm. R. 53 240. 9. III. 22.

Kl. 80 b, Gr. 1. S 53116. Alfred Sommer, Berlin, Lehrter Str. 33. Verfahren zur Herstellung von Mörteldichtungsmitteln. 21. V. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 78 061. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Einrichtung zur selbsttätigen Aufrechterhaltung der Kettenspannung bei Verstellung der Eimerleitung von Baggern. 13. VI. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. Mai 1923.

Kl. 20 i, Gr. 35. H 89 616. Dr. Wilhelm Hort, Charlottenburg, Tegeler Weg 108. Vorrichtung zur Übertragung von Zeichen auf fahrende Züge. 26. IV. 22.

Kl. 35 c, Gr. 2. D 38 127. François Emile Maurice Diard, Levallois-Perret, Seine; Vertr.: Dipl.-Ing. D. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Zerleg-, verstell- und zusammenklappbares Krangerüst mit zwei Dreifüßen. 11. VIII. 20. Frankreich 14. VIII. 19.

Kl. 37 b, Gr. 5. M 76 242. Paul Meltzer, Darmstadt, Fuchsstr. 18. Ringdübelverbindung. 31. XII. 21.

Kl. 42 c, Gr. 9. N 19 839. Umberto Nistri, Rom; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zur Landesvermessung nach Meßbildern. 14. IV. 21.

Kl. 80 b, Gr. 3. G 53 739. J. D. Riedel Akt.-Ges., Berlin-Britz. Verbesserung von Mörtelbildnern oder Mörteln, Kunststeinmassen u. dgl. 2. V. 21.

Kl. 84 b, Gr. 1. F 51 104. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Doppelte zweistufige Schleusentreppen und Schleusung. 10. II. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. Mai 1923.

Kl. 20 i, Gr. 11. O 13 586. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Elektrischer Signalantrieb. 16. III. 23.

Kl. 20 i, Gr. 11. O 13 587. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Überwachung elektrischer Weichen- und Signalantriebe. 16. III. 23.

Kl. 20 i, Gr. 11. O 13 600. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Drehstromschaltung für elektrische Weichen- und Signalstellwerke. 21. III. 23.

Kl. 20 i, Gr. 33. R 56 937. Paul Patrick Emil Richards, Omaha, Nebraska, V. St. A.; Vertr.: C. v. Ossowsky, Pat.-Anw., Berlin W 9. Signalkontrollmechanismus in Verbindung mit einer Zugbremsvorrichtung. 6. X. 22.

Kl. 35 d, Gr. 9. P 43 802. A. Porr, Betonbau-Unternehmungs-G. m. b. H., und Friedl. Pick, Wien; Vertr. E. Herse, Dipl.-Ing. H. Hillecke, Patentanwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Aufstellen von Masten. 6. III. 22. Österreich 11. III. 21.

Kl. 37 e, Gr. 8. M 73 413. Adam Müller, Düsseldorf, Ackerstr. 170. Vorrichtung zum Verbinden von Balken, Pfählen und anderen Bauteilen mittels eines die Balken od. dgl. umfassenden Spannmittels, dessen Enden durch eine kippbare Platte gespannt werden. 14. IV. 21.

Kl. 37 e, Gr. 13. C 30 643. A. Cans, Paris; Vertr.: E. Peitz, Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Aus Klemmringen bestehende Klettervorrichtung zum Auf- und Absteigen längs glatter Seile für Gerüst- und andere Zwecke. 18. V. 21. Frankreich 24. IX. 20 u. 2. II. 21.

Kl. 84 b, Gr. 1. K 84 021. Fried. Krupp Akt.-Ges., Gruson-Werk, Magdeburg-Buckau. Torverschluß für Schiffshebewerke; Zus. z. Anm. K 82 759. 17. XI. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. Mai 1923.

Kl. 5 b, Gr. 12. A 36 220. Clemens Abels, Klopstockstr. 51 u. Paul Voß, Speyerer Str. 24/25, Berlin. Tagebauanlage für Braunkohle u. dgl. 6. IX. 21.

Kl. 20 i, Gr. 4. W 60 200. Max Wullstein, Frankfurt a. M., Offenbacher Landstr. 359. Herz- und Kreuzungsstück für Rillenschienengleise. 31. XII. 21.

Kl. 20 i, Gr. 35. G 50 630. Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H., Berlin. Signalvorrichtung für Lokomotiven; Zus. z. Pat. 342 023. 1. IV. 20.

Kl. 42 c, Gr. 9. P 44 344. Georges Jean Poivilliers, Paris; Vertr.: Patent-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, M. M. Wirth, Frankfurt a. M. u. Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn u. Dipl.-Ing. E. Noll, Berlin SW 11. Gerät zum selbsttätigen Aufzeichnen von Karten nach Meßbildern. 7. VI. 22. Frankreich 25. IV. 22.

Kl. 81 e, Gr. 26. B 101 102. Vaclav Babicky u. Vaclav Hejduk, Vrsovice u. Gebr. Prasil & Comp., Prag; Vertr.: Dipl.-Ing. Arthur Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Entleeren der Aschengruben für Lokomotiven. 13. VIII. 21. Tschechoslowakei 19. VIII. 20.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Vorlesungen über Technische Mechanik. Von Dr. phil. Dr.-Ing. Aug. Föppl, 5. Band, Die wichtigsten Lehren der höheren Elastizitätstheorie. 4. Auflage. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1922.

Das groß angelegte Werk des Münchener Gelehrten behandelt im fünften Bande zahlreiche Probleme, die in der Gegenwart auch in der Arbeit des werktätigen Ingenieurs eine Rolle spielen. Er schließt an die im 3. Bande vorgetragene Festigkeitslehre an und baut im besonderen die dort bereits gegebenen Grundlagen der allgemeinen Elastizitätstheorie aus. Zunächst hat eine eingehende Behandlung des Spannungszustandes in allgemeiner Form und damit eine Klarlegung der Beziehungen zwischen Spannung und Bruch Aufnahme gefunden. Ein zweiter Abschnitt gibt eine eingehende Theorie des zweiachsigen Spannungs- und Formänderungszustandes in seiner Anwendung auf Platten und Scheiben. Hier sind also die Grundlagen zu finden, auf denen die weitere Entwicklung der Theorie der Bauwerke aufbauen wird. Die theoretische Behandlung der Verdrehungsfestigkeit, in der dem Verfasser selbst grundlegende Arbeiten und Forschungen zu danken sind, wird ebenfalls dem Bauingenieur, der den wirklichen Spannungszustand seiner Schöpfungen zu ergründen

sucht, in demselben Maße neue ausgezeichnete Einführung bieten, wie ihm eine eingehende Beschäftigung mit den im vierten Abschnitt vorgetragenen Wärmespannungen Aufschluß über manche unangenehme Erscheinungen geben wird, die den Praktiker überraschen. Der folgende Teil behandelt die Variation des Spannungs- und Formänderungszustandes für das räumliche Kontinuum und klärt damit so manche irrtümliche Auffassung, die sich gerade in bezug auf diese Grundlagen der gesamten Theorie selbst heute noch in breiten Schichten der Fachgenossen finden. Den Schluß bilden eine Reihe von Abhandlungen über Sondergebiete, die alle mehr oder weniger mit dem Arbeitsgebiete des Bauingenieurs in Verbindung stehen.

Daß das Buch sich seinen Platz in der Studierstube des Ingenieurs geschaffen hat, beweist die Zahl der Auflagen, die ihm beschieden sind. Es verdankt dies der wissenschaftlichen Gründlichkeit, der hervorragenden Beherrschung des Stoffes, mit der der Verfasser an die zahlreichen schwierigen Aufgaben, die hier behandelt werden, herantritt. Wenn auch das von dem greisen Verfasser in Verbindung mit seinem Sohne Professor Dr. Ludwig Föppl bearbeitete zweibändige Werk Drang und Zwang sich in mancher Beziehung die gleichen Ziele gesteckt hat, so haben die einzelnen Probleme zumeist in dem fünften Bande der Vorlesungen eine anders geartete Bearbeitung gefunden, die jeden, der zu den Höhen wissenschaftlicher Erkenntnis strebt, reizen werden, auch wenn er über das andere Werk verfügt. So wird auch diese neue Auflage in seiner erweiterten Form den Fachgenossen, die sich neben dem Einerlei täglicher Arbeit die Freude an wissenschaftlicher Erkenntnis erhalten haben, ein treuer und sicherer Führer sein. B.

Lehrbuch der Bergbaukunde. Von Prof. Dr.-Ing. e. h. F. Heise und Prof. Dr.-Ing. e. h. F. Herbst. Bd. II. Dritte und vierte verbesserte und vermehrte Auflage. Mit 695 Abb. Berlin 1923. Julius Springer. Grundzahl geb. 11 M.

Für den Bauingenieur ist der vorliegende II. Band des bekannten Werkes in seiner neuen Gestaltung deshalb von Bedeutung, weil in ihm in ebenso übersichtlicher wie vollständiger Art die neuen Ausbaumethoden des Grubenbaus zusammengefaßt sind, deren Kenntnis dem Bauingenieur nicht um ihrer selbst willen, sondern auch wegen der Konstruktionsgedanken, die sie verkörpern, erwünscht und notwendig ist. In diesem Sinne kommen neben wertvollen Materialeigenschaften vor allem Sicherungen des Materials gegen zerstörende Einflüsse, neuzeitliche Bauweisen im Gruben-, Stollen- und Schachtausbau in Eisen, Beton und Eisenbeton, pneumatischer Abteufung, das Gefrierverfahren usw. in Frage. Ebenso wertvoll ist für den Bauingenieur der Abschnitt Förderung und Wasserhaltung. Überall findet er hier Anklang an seine eigenen Bauarten, neue Erfahrungen niedergelegt und Konstruktionsgedanken in die Tat umgesetzt, die er bei seinen Entwürfen und Ausführungen vielfach mit Vorteil wird heranziehen können. Deshalb kann den Bauingenieuren, die im besonderen im Gründungswesen oder im Tunnelbau sich vervollkommen wollen, das oben genannte Werk zu ihrer Fortbildung nur bestens empfohlen werden; sie werden aus dem Studium der hier behandelten Grenzgebiete vieles lernen. Gleich bedeutsam dürfte die Beschäftigung mit dem Werke für alle die Fachgenossen sein, die für die Kohlen- und verwandte Industrien die Bauten über der Erde zu entwerfen haben, da sie namentlich aus dem zweiten Teile des Werkes wertvolle Kenntnisse über die Betriebsverhältnisse erlangen werden, die auch für die ihnen anzupassenden Industriebauten grundlegend sind. Alles im allen liegt hier ein hochwertvolles, für weite Kreise der Fachgenossen zum Studium empfehlenswertes Werk vor. M. F.

Vorlesungen über Pumpenbau. Von Prof. Ing. A. Budau. Unter Mitwirkung von Ing. Karl Tindl, Franz Magyar und Heribert Schindler. 2. Aufl. Carl Fromme. Wien — Leipzig. 1923.

Das Werkchen bringt, wie der Titel besagt, ein Lehrbuch über den Pumpenbau, entstanden aus den Vorlesungen des wohlbekannten Verfassers an der Wiener Technik. Seine Mitarbeiter sind frühere Assistenten von ihm, der einheitliche Geist des Ganzen ist dadurch wohlgewahrt. Es ist trotz des geringen Umfanges ein tiefgründiges und vielseitiges Werk, das sowohl in die Theorie weit eindringt als auch den mechanisch-konstruktiven Entwurfsgesichtspunkten weitgehend Rechnung trägt. Behandelt sind Schöpfwerke, Zahnrad-, Kapsel-, Flügelpumpen verhältnismäßig kurz, ausführlich die Kolben-, Dampf- und Kreiselpumpen. In einem Anhang ist — leider nur recht kurz — die hydraulische Kraftübertragung mittels Rotationspumpen (Lenzsches Flüssigkeitsgetriebe), die immer mehr Bedeutung gewinnt, erwähnt.

Das Werkchen ist für den Fachmann geschrieben und befriedigt den Leser sehr. Bei seiner Kürze wird es mancher Bauingenieur mit Vorteil als Einführung in diesen Teil des ihm fremden Maschinenbaus verwerten können. In den von Tindl behandelten Teilen sind eine Reihe von Druckfehlern. Wentzel.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: Berlin NW 7, Sommerstr. 4a.

Wir wollen gerade in unseren schweren Tagen an die Zukunft und die Aufgaben denken, die unserer harren.

Wir waren bisher zersplittert und hatten keinen geistigen Mittelpunkt, in dem wir uns gegenseitig helfen, anregen und belehren konnten, wie dies bei den großen und mächtigen Vereinigungen der Bauingenieure in Nordamerika und England der Fall war.

Deshalb haben wir uns in engster Fühlungnahme mit dem VDI zusammengeschlossen, um alle Bauingenieure, des Staates oder der Privatunternehmungen, selbständig oder unselbständig, ältere und jüngere Fachgenossen im Verein mit unserem Nachwuchs von den Hochschulen zu sammeln.

Durch Zusammenfassung aller Bauingenieure werden wir erst in die Lage kommen, im Interesse der Allgemeinheit die Entwicklung zu finden, die uns bisher versperrt war.

Bisher sind über 850 Mitglieder beigetreten. Alle, die noch fehlen, mögen bald der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen beitreten.

Unser Gesellschaftsorgan „Der Bauingenieur", das jedes Mitglied mit einer Ermäßigung von 25 vH gegenüber dem Ladenpreis beziehen kann, enthält alle Mitteilungen.

Mitgliedsbeitrag: 2000 M (für Mitglieger des V. d. I. 1800 M),
500 M für Junioren (Studierende),

Beitrittserklärungen nimmt die Geschäftsstelle entgegen.

## STELLENÜBERSICHT.

129. Zwei Dipl.-Ing. für Entwurfsbearbeitung von eisernen und Eisenbetonbrücken, Schleusen, Be- und Entwässerungssielen u. dgl. gessucht. Der Vorstand des Bauamtes für die Oderregulierung, Schwedt a. d. Oder. (Zentralblatt 136.)

130. Dipl.-Ing. mit etwas Praxis, als zweiter Assistent für Wasser- und Grundbau ges. Prof. Franzius, Hannover, Technische Hochschule. (Zentralblatt 20. 6.)

131. 1 älterer Dipl.-Ing. als Leiter des techn. Büros,
1 Dipl.-Ing. als Akquisiteur,
2 Dipl.-Ing. für Baustelle und Büro in großer Bauunternehmung Norddeutschlands ges. Angeb. unter H. P. 1375 an Rudolf Mosse, Hamburg. (Zentralblatt 20. 6.)

132. Technischer Direktor mit reicher Erf. auf allen Gebieten des Hoch-, Tief-, Beton- und Eisenbetonbaues von Kölner Bau A.-G. ges. Angeb. unter J. 674 a. d. Verlag d. D. Bztg. (27. 6.)

133. Stadtbaurat-Vertreter mit Erf. im Hoch- und Tiefbau und mehrj. Tätigkeit auf verwaltungstechnischem Gebiete ges. Der Stadtrat der Stadt Goslar. (Deutsche Bauztg. 27. 6.)

134. Dipl.-Ing. zur Leitung eines Ramm- und Tiefbaugeschäftes sof. ges. Angeb. unter Ch. 559 an G. Hönig, Altona, Elbe, Königstraße 30. (D. Bztg. 27. 6.)

135. Bauing., arbeitsfreudig, zur Unterstützung des Bürochefs und zur selbständigen Bearbeitung der im Eisenbetonbau vorkommenden Projekte und Ausführungszeichnungen, mit 3—4 jähriger erfolgreicher Tätigkeit bei Großfirmen gesucht. Saar-Bauindustrie A. G., Saarlouis. (D. Bztg. 27. 6.)

136. Dipl.-Ing. mit Spezialerfahrung in Kanalisation und Kläranlagen als Oberingenieur ges. Deutsche Abwässer-Reinigungsgesellschaft m. b. H. Städtereinigung Wiesbaden. (D. Bztg. 27.)

137. Bauing., erf. in Eisenbeton, mit langjähr. Praxis als Niederlassungsleiter, von Bau-A.-G. nach Memel ges., desgleichen Oberingenieur für Hauptbüro. Angeb. unter M. 662 a. d. Verlag d. D. Btzg. (27. 6.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang 31. Juli 1923 Heft 14

## STOSSWIRKUNGEN BEI EISERNEN EISENBAHNBRÜCKEN.

*Von Dr.-Ing. F. Brunner, Duisburg.*

***Übersicht.*** Obgleich man sich heute über die Hauptursachen der Stoßkräfte bei Eisenbahnbrücken klar ist und eine große Zahl von Versuchen die Erkenntnis dieser Erscheinungen bereits gefördert haben, bestehen bezüglich der Berücksichtigung der Stoßeinflüsse noch außerordentliche Verschiedenheiten, die eine vollständige und planmäßige Klärung aller zusammenhängenden Fragen durch Versuche angezeigt erscheinen lassen, da theoretische Erwägungen allein nicht zum Ziele führen. Neben Vorschlägen für Verbesserung der Fahrbahnausbildungen wird angeregt, diese Aufgaben durch internationales Zusammenarbeiten zu lösen. Für die angenommenen Grenzwerte der Stoßziffer 1 bzw. 1,75 wird eine Beziehung für den Stoßzuschlag in Abhängigkeit von dem Verhältnis $\frac{S^0}{S'}$ bzw. $\frac{M^0}{M'}$ abgeleitet, die jeden einzelnen Bauteil berücksichtigt. An einem Beispiel werden die Ergebnisse gezeigt, und schließlich wird auch der Einfluß von Wechselbeanspruchungen kurz behandelt.

I.

Unter dieser Überschrift erschien in Heft 1 des Jahrganges 1923 der Schweizerischen Bauzeitung ein höchst beachtenswerter Aufsatz von A. Bühler, Brückeningenieur der S. B. B. Bern, welcher der Aufmerksamkeit aller Eisenbauingenieure, insbesondere der Brückenbauer, nachdrücklichst empfohlen sei.

Herr Bühler tadelt mit einem gewissen Recht, daß der Brückenbauer noch zu sehr als „Statiker", zu wenig als „Dynamiker" denke. Die Erschütterungen, welchen die eisernen Brücken unter den Betriebslasten ausgesetzt sind, können tatsächlich derart erheblich werden, daß sie bei Berechnung und Planung der Eisenbahnbrücken mit Gewissenhaftigkeit und Sachkunde berücksichtigt werden sollten.

Das Gebiet solcher dynamischen Einflüsse bei unsern Brücken ist noch in großes Dunkel gehüllt. Das technische

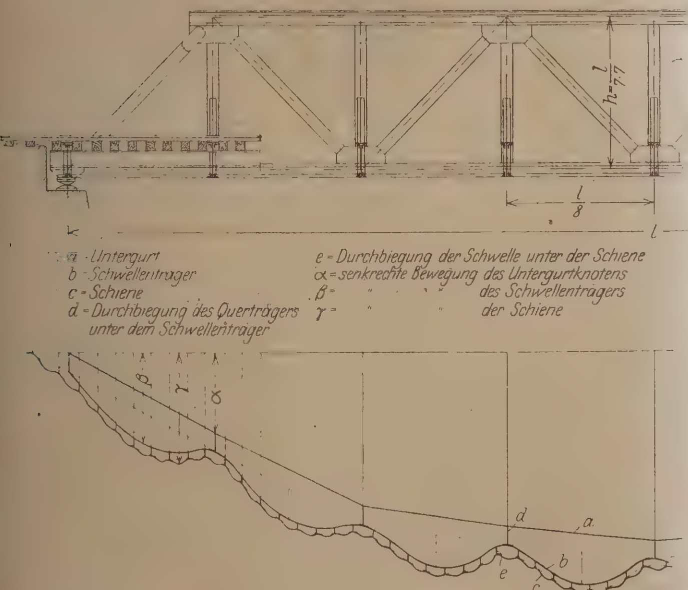



Abb. 1.

Schrifttum beschäftigt sich seit Jahrzehnten damit; theoretische Erwägungen aller Art werden angestellt, kostspielige und zahlreiche Versuche werden gemacht, aber ohne daß man der Klärung merkbar nähergekommen ist. Das beweisen allein schon die 25 verschiedenen Arten der Stoßberücksichtigung, welche Bühler als die bekanntesten in seiner Arbeit anführt, und welche teils theoretisch, teils durch Versuche abgeleitet wurden. Die schraffierte Fläche der Abb. 1 zeigt, wie weit die in Hundertteilen der Verkehrslast hieraus errechneten Ergebnisse bei Stützweiten bis 200 m voneinander abweichen.

Es ist freilich bisher noch keine Eisenbahnbrücke infolge normaler Stoßwirkungen zusammengebrochen, aber das Problem ist von ganz besonderer wirtschaftlicher Bedeutung. Mehr als je ist heute äußerste Sparsamkeit in der Verwendung des Eisens wie auch aller anderen Baustoffe angezeigt. Insbesondere muß der Eisenbrückenbau für seinen Teil die Baustoffe innerhalb des Bauwerkes immer an die richtige Stelle bringen, nirgends zu viel, nirgends zu wenig.

Die bisherige langjährige Beschäftigung der Brückenbauer mit der Frage der Stoßeinwirkungen hat dazu geführt, daß wir uns heute wenigstens über die Hauptursachen der Stoßkräfte im großen und ganzen klar sind, und eine Reihe bisher bekannt gewordene, planmäßig durchgeführte Versuche hat uns der Erkenntnis dieser wichtigen Erscheinungen zweifellos auch schon nähergebracht.

Sehr beachtenswert sind in dieser Beziehung die Versuche mit dem selbsttätigen Spannungszeichner von Fereday-Palmer, über welchen Dr.-Ing. Georg Müller in Heft 1, Jahrgang 1922, des „Bauingenieur" ausführlich berichtete. Sie zeigen, wie wichtig bei der ganzen Frage auch die fortschrittliche Ausgestaltung unserer Versuchs- und Meßapparate ist. Dieser Spannungszeichner, der als Spiegelapparat gleichzeitig auch im Film die Ergebnisse festhält, ist wohl der vollkommenste unter den bisher bekannten Spannungs- und Schwingungsmessern. Er ermöglicht insbesondere auch, in das geheimnisvolle Gebiet der Schwingungserscheinungen tiefer einzudringen.

Im übrigen zeigen die von Dr.-Ing. Müller mitgeteilten Ergebnisse mit großer Klarheit, daß es nicht angängig ist, die Frage der reinen Stoßwirkungen von jener der Schwingungen zu trennen, daß vielmehr Stöße und Schwingungen sich gegenseitig beeinflussen und als Spannungszuwachs oder -abfall sich im Bauwerk auswirken.

Die Versuche müssen, sollen sie zu deutungsmöglichen Ergebnissen führen, sich auf die einzelnen Elemente und auf das Gesamtbauwerk erstrecken. Die Ursachen der Stöße sind klar:

Zunächst die Fugen an den Schienenstößen, die Verformung der Schienen zwischen den Schwellen, das Nachgeben der Schwellen unter den Schienen, die Einsenkung der Schienenträger, die Einsenkung der Querträger und endlich die der Hauptträger selbst; das sind die ohne weiteres erkennbaren, von der Brücke selbst herrührenden Stoßquellen, wellenförmige Bewegungen, welche linear aneinander gereiht werden können und sich zu Gesamtwirkungen summieren (Abb. 2). Zeichnerisch gibt das aufeinandergesetzte Wellenlinien, von denen jede folgende größer ist als die vorhergehende.

Zu diesen Stoßursachen, welche nur von Konstruktion und Baustoff der Brücke abhängen, kommen die mindestens ebenso beträchtlichen Schwingungen der bewegten Last, hervorgerufen insbesondere durch die rotierenden Massen der Lokomotiven, Schwingungen der Lokomotiv- und Wagenfedern usw.

Es besteht darüber kein Zweifel, daß die Schwingungen in der rollenden Last zum größten Teil wieder von den sehr schnell aufeinander folgenden Einbiegungen der einzelnen Bauteile, nämlich der Schienen, der Querschwellen, der Längs- und

Querträger herrühren. Die Abb. 2 spricht da wohl eine deutliche Sprache.

Mit der Abmilderung der Stöße muß in den kleinsten Elementen begonnen werden. Zunächst bei den Schienen; die Stoßfugen lassen sich auf gewisse Betriebslängen durch Schweißen ausfüllen. Die ständige Einbiegung der Schiene könnte bedeutend gemildert werden, wenn sie ununterbrochen fest

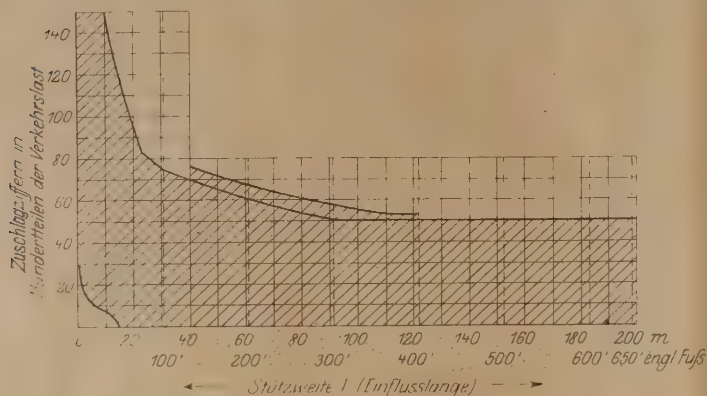



Abb. 2.

gelagert würde, z. B. auf kräftigen Langschwellen unmittelbar über den Schienenträgern. Damit würde auch die Stoßwirkung auf die Schienenträger selbst bedeutend vermindert, denn es fallen dann die von Schiene und Querschwellen herrührenden senkrechten Bewegungen der Verkehrslast und damit ein ganz wichtiger Bestandteil der Unebenheiten der Fahrbahn weg. Man hat bisher mit einer solchen unmittelbaren Schienenauflagerung größtenteils schlechte Erfahrungen gemacht, weil die noch übrigbleibenden Stöße der rollenden Last allmählich örtliche Zerstörungen, z. B. einzelner Niete, insbesondere aber an den Schienenstößen, verursachten. Es muß sich aber hierfür eine richtige konstruktive Lösung finden lassen. Jedenfalls ist klar, daß die Stöße an Wirkung und Zahl abnehmen, je glatter und ebener die Fahrbahn ausgestaltet wird und je mehr die Berg- und Talfahrt abgemildert wird. Möglichst hohe steife Schienenträger, mit den Querträgern kontinuierlich verbunden, vermindern wieder die Stöße für diese Träger selbst und werden im Verein mit sehr steif konstruierten Querträgern die Hauptquellen der Stöße für die Hauptträger nahezu ausschalten. Baldige Versuche mit einer derart konstruierten Fahrbahn würde ich dringend empfehlen. Natürlich muß die Konstruktion sachgemäß ausgebildet werden, damit das „harte" Fahren nicht einzelnen Teilen, besonders den Nietverbindungen, schädlich wird.

Ferner können Windkräfte, Bremskräfte usw. zu ganz erheblichen Stößen und Innenschwingungen des Bauwerkes führen. Sehr erheblich können die Zusatzkräfte infolge Eigenschwingungen der einzelnen Bauteile werden. Jeder elastische Körper zeigt bekanntlich infolge der plötzlichen Einwirkung einer äußeren Kraft ebene oder räumliche Schwingungserscheinungen. So beschreibt ein Punkt M eines elastischen Stabes schwingende Bewegungen. M bewegt sich hierbei allgemein auf der Oberfläche eines Ellipsoides, dessen Größe, Richtung und Achsenverhältnis vom elastischen Verhalten des Stabes einerseits und von der Größe und Richtung der Angriffskraft anderseits abhängt (Abb. 3). Es hat aber jedes Massengebilde für irgend eine Schwingungsrichtung auch eine besondere charakteristische Schwingungsdauer. Dies gilt auch für die einzelnen Teile und für die Gesamtheit einer eisernen Brücke.

Abb. 3.

Jeder Fachwerkstab einer Brücke, jeder Schienen- und Querträger wird unter der bewegten Last seine charakteristische Schwingung ausführen. Wichtig ist nun, daß die Periodizität der äußeren Kraftimpulse zeitlich nicht mit der Schwingungsperiode des betreffenden Bauteiles zusammenfallen soll, denn es würde dann z. B. die von der Schwingung herrührende Ausbiegung des Trägers durch den gleichzeitig wirkenden Kraftimpuls vergrößert, wodurch die Spannung weit über das zulässige Maß hinaus anwachsen und sogar der Bruch herbeigeführt werden kann. Bei den kleineren Elementen, z. B. den Quer- und Längsträgern, ist diese Gefahr gering, sie wächst aber mit der Größe und Masse des Bauteiles oder des ganzen Bauwerkes. Infolgedessen kann die Eigenschwingung einer Brücke, besonders bei größeren Stützweiten, von Bedeutung auf die Innenspannungen der Hauptträger sein. Allerdings kommt es gerade den Eisenbahnbrücken zugute, daß sehr heftige, sich regelmäßig wiederholende Impulse kaum auftreten (wie dies z. B. bei einer Straßenbrücke durch eine im gleichen Schritt darüber marschierende Kolonne der Fall ist). Dort aber, wo infolge besonderer Konstruktionszufälligkeiten gefährliche Impulse denkbar wären (z. B. wenn die Felderteilung gleich wäre der durchschnittlichen Achsentfernung, so daß nahezu sämtliche Räder gleichzeitig in das Wellental der durchgebogenen Schienenträger hinabsinken), wird beim Weiterschreiten des Lastenzuges sofort wieder eine Dämpfung der Eigenschwingung eintreten. Über die Dauer der Eigenschwingung von Fachwerkträgern hat Prof. Dr.-Ing. Hawrauck im Jahrgang 1914 des „Eisenbau" eine Arbeit veröffentlicht, welche in leichtverständlicher Form die Schwingungsdauer ermittelt. Danach kann man sagen, daß diese für Balkenbrücken von 40 bis 200 m Stützweite sich etwa zwischen 0,25 und 0,60 s bewegt.

Eine Untersuchung und Berücksichtigung all dieser Möglichkeiten auf theoretischem Wege erscheint aussichtslos. Es läßt sich höchstens mit einiger Wahrscheinlichkeit annehmen, daß die Stoß- und Schwingungsspannungen bis zu 70 oder 80 vH über die statischen hinausgehen können. In einzelnen Fällen wären auch größere Stöße denkbar, das statische Gefühl des erfahrenen Ingenieurs wird aber die schädliche Wirkung dieser unbestimmten Kräfte auszuschalten suchen. Die Grundforderung hierbei scheint mir zu sein: möglichst steife Einzelelemente und lauter starre Verbindungen. Es wird auf diese Weise dann ein möglichst großer Teil der Gesamtmasse des Bauwerkes zur Aufnahme der Stoßkräfte bzw. zur Vernichtung der lebendigen Kraft herangezogen und so die Zusatzspannung im einzelnen herabgemildert. Auch die nicht auf Biegung beanspruchten Konstruktionsteile, wie z.B. die einzelnen Stäbe der Fachwerkträger, müssen möglichst steif konstruiert sein, um ihre Eigenschwingung zu verringern. Solange wir nichts Besseres wissen, müssen wir uns im übrigen noch auf mehr oder weniger dem Gefühl entsprechende Formeln stützen, welche eine Beziehung zwischen Brückenmasse bzw. Brückenstützweite und bewegter Last herstellen, wie z. B. die Formeln von Melan usw.

In ganz besonderem Maße werden aber die Stoß- und Schwingungserscheinungen abhängig sein von der statischen Form der Hauptträger.

Der freiaufliegende Balken kommt in dieser Beziehung wohl am schlechtesten weg, während statische Unbestimmtheiten (z. B. bei Bogenbrücken ohne Zugband) die Stoßwirkungen vermindern werden. Es soll damit nicht dem statisch unbestimmten System das Wort geredet werden, aber die Betrachtung zeigt, daß die Gesamtwirkung von sehr viel Einzelbedingungen abhängt.

Schwierig und einer besonderen Betrachtung wert ist auch die Frage, ob statische Hauptspannungen und dynamische Spannungen ohne weiteres als absolute Größen zu addieren sind, um die wirkliche Größtspannung zu erhalten; es ist dies mindestens zweifelhaft. Das eine steht jedoch fest, daß der Brückenbauer auch nach der dynamischen Seite hin sich theoretisch vervollkommnen muß. Es genügt nicht, die kompliziertesten Bauwerke statisch bis in die entlegensten Schlupfwinkel zu verfolgen, es müßten vielmehr in gewissen Fällen die bekannten Schwingungserscheinungen beachtet werden. Zu diesem Zweck muß auch der Unterricht an den Hochschulen dem Bauingenieur die Grundlagen vermitteln.

Wir haben im vorstehenden gesehen, daß unsere ganze Wissenschaft von den gewissermaßen lebendigen Vorgängen im Brückenorganismus zum großen Teil aus Fragezeichen besteht. Wir dürfen vor diesen Dingen die Augen nicht verschließen, sondern müßten mit frischem Wagemut an die Aufgaben herantreten, die sich uns hier bieten, wie dies in vorbildlicher Form die Technische Kommission des Verbandes Schweizerischer Brücken- und Eisenhochbaufabriken auf einem Sondergebiet, nämlich dem der Spannungsverteilung in steifen Fachwerksknoten, bereits durchgeführt hat.

Im vorliegenden Falle muß m. E. von vornherein die Aufgabe möglichst weit gesteckt werden. Für den einzelnen, und sei es auch eine große Behörde, ist die Aufgabe zu umfangreich. Auch ein einzelner Staat wird innerhalb des Bereiches seiner Eisenbahnverwaltung, selbst unter Mithilfe der einschlägigen Privatindustrie, kaum in der Lage sein, einigermaßen Vollkommenes zu zeitigen. Besonders in Deutschland wird es infolge der ständigen weiteren Verarmung unmöglich sein, an solche kostspielige Versuche und an die Beschaffung der dazu erforderlichen noch kostspieligeren Instrumente und Einrichtungen heranzutreten. Auch die letzteren selbst bedürfen noch vielfacher Vervollkommnung und müssen vielleicht noch auf ganz neue Grundlagen gestellt werden, um brauchbare Ergebnisse zu vermitteln. Die bisherigen rein mechanischen Instrumente und auch die Zuhilfenahme der Optik dürften noch nicht die letzte Entwicklungsstufe in dieser Hinsicht darstellen. Es ist vielmehr anzunehmen, daß auch auf dem Wege elektrischer Widerstandsmessungen noch manche Erkenntnis zu holen wäre. Auch die Chemie und mit ihr die in rascher Entwicklung begriffene Molekulartheorie dürften uns noch überraschende Aufschlüsse über den Einfluß dynamischer Kräfte auf Materialspannungen und Materialbeständigkeit geben können, ebenso auch über die so wichtige Frage der Ermüdung, welche wohl noch nicht endgültig zum Abschluß gekommen ist.

Diese Dinge sind im Fluß und es könnten daher enge Arbeitspläne über systematische Versuche mehr Schaden anstiften als nutzen. Das eine aber ist sicher, es muß die Aufmerksamkeit der weitesten Ingenieurkreise auf diese Fragen gelenkt werden. Es muß zum Nachdenken und zum eigenen Schaffen hierüber angeregt werden, und endlich, es müssen Mittel beschafft werden, um jene Versuche anstellen und die hierzu nötigen Vorbedingungen schaffen zu können, welche uns der Erkenntnis der dynamischen Einwirkungen bei Brückenkonstruktionen näherbringen. Der Kreis hierzu muß groß sein. Behörden sowie die Brückenbauindustrie haben ein wichtiges Interesse an der Lösung dieser Aufgabe. Der beste Weg scheint der zu sein, daß die Eisenbahnverwaltungen derjenigen Staaten, welche bisher am meisten zum Fortschritt der Eisenbauweise beigetragen haben, zusammen mit der Industrie eine gewissermaßen internationale Versuchskommission bilden, welche die nötigen Studien und Versuche vornimmt. Die Methodik der Versuche, die Wahl der Instrumente, die Größe und Art der zu untersuchenden Brücken müßten hierbei nach einheitlichen Gesichtspunkten bestimmt werden, so daß die Versuchsreihen wirklich zuverlässige Aufschlüsse geben. Wenn eine solche Gemeinschaftsarbeit zustandekommen könnte, z. B. zwischen den deutschen, schweizerischen, österreichischen und holländischen Eisenbahnverwaltungen und Brückenbauvereinen, vielleicht auch unter Einschluß englischer und amerikanischer Fachkreise, so könnte in mehrjähriger harter Arbeit ein Ergebnis gezeitigt werden, das im Zusammenwirken mit dessen theoretischer Auswertung dem eisernen Brückenbau und überhaupt dem ganzen Eisenbau die beste Sicherheit für seine Weiterentwicklung gewährleistet.

## II.

So viel mir bekannt, beschränken sich die bisherigen Bestrebungen zur Klärung dieser Fragen im wesentlichen auf die Ermittlung von Stoßzuschlägen zur Verkehrslast, welche von der Stützweite der Brücke abhängen und dann der Einfachheit halber für alle Bauglieder einer bestimmten Stützweite gleich angenommen werden[1]). Das Unzureichende dieser Methode liegt auf der Hand, denn einmal hat sie kaum für die einfachsten Balkenträger den Schein einer Berechtigung, erst recht nicht aber für andere Brückenformen, auch nicht für Kranträger, und zum anderen ist es überhaupt abwegig, sämtliche Konstruktionsglieder mit ein und derselben Stoßziffer zu berechnen ohne Rücksicht auf die Eigenmasse des betreffenden Bauteiles bzw. auf das Verhältnis zwischen den aus der ständigen Belastung und aus der Verkehrslast herrührenden Kräften. Denn der dynamische Spannungszuwachs wird bei zwei verschiedenen Bauteilen mit gleich großen Verkehrslastkräften, aber mit verschiedenen Eigenmassen, unbedingt verschieden sein, und zwar um so größer, je geringer die von der ständigen Last herrührende Stabkraft und damit auch die Eigenmasse des Stabes ist. Der zuverlässigste Wertmesser zur Beurteilung der dynamischen Einwirkung wird also immer das Verhältnis der beiden aus der ständigen und aus der Verkehrslast herrührenden Stabkräfte sein, also $\frac{S^0}{S'}$ oder $\frac{M^0}{M'}$, wobei $S^0$ und $M^0$ die Stabkräfte bzw. Momente aus der ständigen Last, $S'$ und $M'$ diejenigen aus der Verkehrslast bedeuten.

Wir gehen nun von der bekannten Tatsache aus, daß die Formänderung eines elastischen Körpers unter der plötzlichen Einwirkung einer Kraft P vorübergehend auf das doppelte Maß der statischen Formänderung steigt. So wird z. B. ein auf Zug beanspruchter Stab vom Querschnitt F und von der Länge l, der unter der Dauerlast P die Verlängerung $\Delta l$ erfährt, bei plötzlicher Wirkung von P die Verlängerung $2\Delta l$ zeigen, welche nach Aufhören der Längenschwingung, also wenn der Stab zur Ruhe gekommen ist, auf $\Delta l$ zurückgeht. Setzt man voraus, daß die Spannung der Längenänderung entspricht (Hookesches Gesetz), so wird im vorliegenden Fall die statische Spannung sein:

$$\sigma' = \frac{P}{F}$$

und die dynamische: $\sigma'_d = \frac{2P}{F}$

Bezeichnet $\sigma^0$ die Spannung infolge ständiger Last, $\sigma'$ die statische Spannung infolge Verkehrslast und $\sigma$ die zulässige Gesamtspannung, so soll sein:

$$\sigma \geq \sigma^0 + \sigma'$$

und die zulässige dynamische Spannung:

$$\sigma_d \geq \sigma_0 + 2\sigma'$$

Nimmt man nun an, daß eine oftmalige Überbeanspruchung von 25 vH über die rechnerisch zulässige Grenze $\sigma$, also $\sigma_d = 1{,}25\,\sigma$, ohne Schaden für den Baustoff zugelassen werden kann, so ergibt sich durch die Bedingungen

$$\sigma^0 + \sigma' \leqq \sigma \text{ und } \sigma^0 + 2\sigma' \leqq \sigma_d \leqq 1{,}25\,\sigma$$

die Lösung:

$$3\sigma' + \sigma' \leqq \sigma \text{ und } 3\sigma' + 2\sigma' \leqq \sigma_d \leqq 1{,}25\,\sigma, \text{ oder } 5\sigma' \leqq \sigma^0 + 2\sigma',$$

d. h. daß bei einem Verhältnis

$$\frac{\sigma^0}{\sigma'} > 3,$$

**also wenn die Spannung aus ständiger Last das Drei- oder Mehrfache der Verkehrslastspannung beträgt, die Stoßwirkung vernachlässigt werden darf. Für alle Werte $\frac{\sigma^0}{\sigma'} < 3$ muß die Stoßwirkung berücksichtigt werden.** Statt der Spannungen $\sigma^0$ und $\sigma'$ soll im folgenden mit den Stabkräften $S^0$ und $S'$ gerechnet werden. Für diese gilt dann analog die Bedingung:

$$\frac{S^0}{S'} > 3. \qquad (1$$

[1]) G. Lindental hat bei der Hell Gate-Brücke mit verschiedenen Stoßziffern gerechnet. Bauingenieur 1923 S. 227, s. a. die bekannten Formeln von Launhardt-Weyrauch, Landsberg u. a.

Die von der deutschen Reichsbahn herausgegebenen neuen „Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken" ergeben für Brücken mit Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern einen Stoßzuschlag von 65 vH bei einer Stützweite 0, allmählich abnehmend auf 30 vH für die Stützweite von 150 m und mehr. Andere Vorschläge bleiben z. T. unter diesen Werten, kommen z. T. aber auch weit darüber hinaus. (Siehe Schweizerische Bauzeitung vom 6. 1. 23.) Die Annahme eines größten Stoßzuschlages von $\mu = 75$ vH bei einer Stützweite 0 wird für die praktische Rechnung im Durchschnitt das Richtige treffen. Es würde dann die Stoßziffer

$$\varphi = 1 + \mu$$

zwischen 1 und 1,75 schwanken. Die Werte zwischen

$$\mu = 0 \text{ und } \mu = 0{,}75$$

werden am besten nach einer Parabel gemäß Abb. 4 eingeschaltet. Es bedeute $a = 0{,}75$ den oberen Grenzwert von $\mu$ und $b = 3$ den oberen Grenzwert von $\frac{S^0}{S'}$. Dann ist $y = a\left(1 - \sqrt{\frac{x}{b}}\right)$ und die Werte eingesetzt:

$$\mu = 0{,}75\left(1 - \frac{1}{1{,}732}\sqrt{\frac{S^0}{S'}}\right)$$

und die Stoßziffer:

$$\varphi = 1 + \mu = 1{,}75 - \frac{1}{2{,}3092}\sqrt{\frac{S^0}{S'}} \quad \ldots \quad (2$$

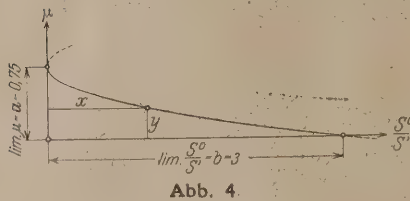


Abb. 4

Diese Gleichung gibt für jeden Bauteil, ganz unabhängig von der Stützweite, von dem System und von der Form der Brücke, lediglich auf Grund der tatsächlichen, auftretenden Kräfte, für jedes Verhältnis $\frac{S^0}{S'}$ die zugehörige Stoßziffer $\varphi$ an. Die Rechnung kann in einfachster Weise mit dem Rechenschieber vorgenommen werden. Bei auf Biegung beanspruchten Trägern ist M statt S zu schreiben. Die nebenstehende Tafel I zeigt die Stoßziffern $\varphi$ für die Werte

$$\frac{S^0}{S'} = 0 \text{ bis } \frac{S^0}{S'} = 3.$$

Beispiel: Für die in Abb. 5 a ersichtliche eingleisige Eisenbahnbrücke von 130 m Stützweite mit hölzernen Querschwellen auf den Schienenträgern ergeben sich unter dem Lastenzug N die in der Tafel II angegebenen Stabkräfte und die gleichfalls in dieser Tabelle vermerkten Stoßziffern. Diese schwanken zwischen 1,317 und 1,594.

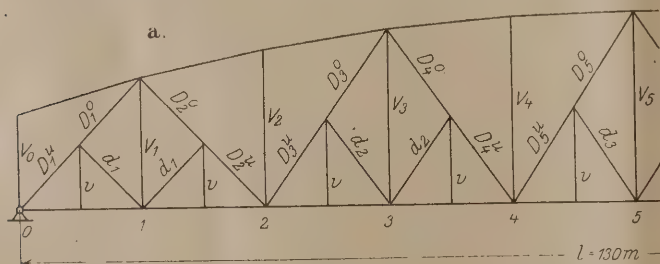


Abb. 5a.

Für sämtliche Gurtstäbe und für die Endstreben beträgt die Stoßziffer $\varphi = 1{,}351$. Die mehrfach erwähnten neuen Vorschriften der Reichsbahn ergeben eine Stoßziffer $\varphi = 1{,}31$ für sämtliche Teile der Brücke. Abb. 5 b zeigt zeichnerisch den Verlauf der Stoßziffern für die einzelnen Stäbe.

Es wurden ferner für eingleisige Balkenbrücken mit Parallelgurten (Trapezträger) und hölzernen Querschwellen unter Berücksichtigung des Lastenzuges N für verschiedene Stützweiten die mittleren Gurtkräfte sowie die Strebenkräfte

Tafel I.

(Stoßziffern $\varphi = 1{,}75 - \frac{1}{2{,}3092}\sqrt{\frac{S^0}{S'}}$)

| $\frac{S^0}{S'}$ | $\varphi$ | $\frac{S^0}{S'}$ | $\varphi$ | $\frac{S^0}{S'}$ | $\varphi$ | $\frac{S^0}{S'}$ | $\varphi$ | $\frac{S^0}{S'}$ | $\varphi$ | $\frac{S^0}{S'}$ | $\varphi$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,00 | 1,750 | 0,50 | 1,444 | 1,00 | 1,317 | 1,50 | 1,220 | 2,00 | 1,138 | 2,50 | 1,065 |
| 1 | 1,707 | 1 | 1,441 | 1 | 1,315 | 1 | 1,218 | 1 | 1,136 | 1 | 1,064 |
| 2 | 1,689 | 2 | 1,438 | 2 | 1,313 | 2 | 1,216 | 2 | 1,135 | 2 | 1,063 |
| 3 | 1,675 | 3 | 1,435 | 3 | 1,311 | 3 | 1,214 | 3 | 1,133 | 3 | 1,061 |
| 4 | 1,663 | 4 | 1,432 | 4 | 1,308 | 4 | 1,213 | 4 | 1,131 | 4 | 4,060 |
| 5 | 1,653 | 5 | 1,429 | 5 | 1,306 | 5 | 1,211 | 5 | 1,130 | 5 | 1,058 |
| 6 | 1,644 | 6 | 1,426 | 6 | 1,304 | 6 | 1,210 | 6 | 1,128 | 6 | 1,057 |
| 7 | 1,635 | 7 | 1,423 | 7 | 1,302 | 7 | 1,207 | 7 | 1,127 | 7 | 1,05 |
| 8 | 1,628 | 8 | 1,420 | 8 | 1,300 | 8 | 1,206 | 8 | 1,125 | 8 | 1,054 |
| 9 | 1,620 | 9 | 1,417 | 9 | 1,298 | 9 | 1,204 | 9 | 1,124 | 9 | 1,053 |
| 0,10 | 1,613 | 0,60 | 1,415 | 1,10 | 1,296 | 1,60 | 1,202 | 2,10 | 1,122 | 2,60 | 1,052 |
| 1 | 1,606 | 1 | 1,412 | 1 | 1,294 | 1 | 1,201 | 1 | 1,121 | 1 | 1,05 |
| 2 | 1,600 | 2 | 1,409 | 2 | 1,292 | 2 | 1,199 | 2 | 1,119 | 2 | 1,049 |
| 3 | 1,594 | 3 | 1,406 | 3 | 1,290 | 3 | 1,197 | 3 | 1,118 | 3 | 1,048 |
| 4 | 1,588 | 4 | 1,404 | 4 | 1,288 | 4 | 1,195 | 4 | 1,117 | 4 | 1,04 |
| 5 | 1,582 | 5 | 1,401 | 5 | 1,286 | 5 | 1,194 | 5 | 1,115 | 5 | 1,04 |
| 6 | 1,577 | 6 | 1,398 | 6 | 1,284 | 6 | 1,192 | 6 | 1,114 | 6 | 1,044 |
| 7 | 1,571 | 7 | 1,396 | 7 | 1,282 | 7 | 1,190 | 7 | 1,112 | 7 | 1,042 |
| 8 | 1,566 | 8 | 1,393 | 8 | 1,280 | 8 | 1,189 | 8 | 1,111 | 8 | 1,041 |
| 9 | 1,561 | 9 | 1,390 | 9 | 1,278 | 9 | 1,187 | 9 | 1,109 | 9 | 1,04 |
| 0,20 | 1,556 | 0,70 | 1,388 | 1,20 | 1,276 | 1,70 | 1,185 | 2,20 | 1,108 | 2,70 | 1,038 |
| 1 | 1,552 | 1 | 1,385 | 1 | 1,274 | 1 | 1,184 | 1 | 1,106 | 1 | 1,037 |
| 2 | 1,547 | 2 | 1,383 | 2 | 1,272 | 2 | 1,182 | 2 | 1,105 | 2 | 1,03 |
| 3 | 1,542 | 3 | 1,380 | 3 | 1,270 | 3 | 1,180 | 3 | 1,103 | 3 | 1,034 |
| 4 | 1,538 | 4 | 1,377 | 4 | 1,268 | 4 | 1,179 | 4 | 1,102 | 4 | 1,03 |
| 5 | 1,533 | 5 | 1,375 | 5 | 1,266 | 5 | 1,177 | 5 | 1,100 | 5 | 1,03 |
| 6 | 1,529 | 6 | 1,372 | 6 | 1,264 | 6 | 1,175 | 6 | 1,099 | 6 | 1,031 |
| 7 | 1,525 | 7 | 1,370 | 7 | 1,262 | 7 | 1,174 | 7 | 1,098 | 7 | 1,02 |
| 8 | 1,521 | 8 | 1,368 | 8 | 1,260 | 8 | 1,172 | 8 | 1,096 | 8 | 1,02 |
| 9 | 1,517 | 9 | 1,365 | 9 | 1,258 | 9 | 1,171 | 9 | 1,095 | 9 | 1,027 |
| 0,30 | 1,513 | 0,80 | 1,363 | 1,30 | 1,256 | 1,80 | 1,169 | 2,30 | 1,093 | 2,80 | 1,02 |
| 1 | 1,509 | 1 | 1,360 | 1 | 1,254 | 1 | 1,167 | 1 | 1,092 | 1 | 1,02 |
| 2 | 1,505 | 2 | 1,358 | 2 | 1,252 | 2 | 1,166 | 2 | 1,090 | 2 | 1,02 |
| 3 | 1,501 | 3 | 1,355 | 3 | 1,251 | 3 | 1,164 | 3 | 1,089 | 3 | 1,02 |
| 4 | 1,497 | 4 | 1,353 | 4 | 1,249 | 4 | 1,163 | 4 | 1,088 | 4 | 1,02 |
| 5 | 1,494 | 5 | 1,351 | 5 | 1,247 | 5 | 1,161 | 5 | 1,086 | 5 | 1,01 |
| 6 | 1,490 | 6 | 1,348 | 6 | 1,245 | 6 | 1,159 | 6 | 1,085 | 6 | 1,01 |
| 7 | 1,487 | 7 | 1,346 | 7 | 1,243 | 7 | 1,158 | 7 | 1,083 | 7 | 1,01 |
| 8 | 1,483 | 8 | 1,344 | 8 | 1,241 | 8 | 1,156 | 8 | 1,082 | 8 | 1,01 |
| 9 | 1,480 | 9 | 1,341 | 9 | 1,239 | 9 | 1,155 | 9 | 1,081 | 9 | 1,01 |
| 0,40 | 1,476 | 0,90 | 1,339 | 1,40 | 1,238 | 1,90 | 1,153 | 2,40 | 1,079 | 2,90 | 1,01 |
| 1 | 1,473 | 1 | 1,337 | 1 | 1,236 | 1 | 1,152 | 1 | 1,078 | 1 | 1,01 |
| 2 | 1,469 | 2 | 1,335 | 2 | 1,234 | 2 | 1,150 | 2 | 1,076 | 2 | 1,01 |
| 3 | 1,466 | 3 | 1,333 | 3 | 1,232 | 3 | 1,148 | 3 | 1,075 | 3 | 1,00 |
| 4 | 1,463 | 4 | 1,330 | 4 | 1,230 | 4 | 1,147 | 4 | 1,074 | 4 | 1,00 |
| 5 | 1,460 | 5 | 1,328 | 5 | 1,229 | 5 | 1,145 | 5 | 1,072 | 5 | 1,00 |
| 6 | 1,456 | 6 | 1,326 | 6 | 1,227 | 6 | 1,144 | 6 | 1,071 | 6 | 1,00 |
| 7 | 1,453 | 7 | 1,323 | 7 | 1,225 | 7 | 1,142 | 7 | 1,069 | 7 | 1,00 |
| 8 | 1,450 | 8 | 1,321 | 8 | 1,223 | 8 | 1,141 | 8 | 1,068 | 8 | 1,00 |
| 9 | 1,447 | 9 | 1,319 | 9 | 1,221 | 9 | 1,139 | 9 | 1,067 | 9 | 1,00 |
| | | | | | | | | | | 3,00 | 1,00 |

(Querkräfte) in den Abständen 0,125 l und 0,4 l vom Lag[er] ermittelt und hierbei die Stoßziffern nach der angegebene[n] Gleichung (2) für $\varphi$ bestimmt. Den Verlauf dieser Stoßziffer[n] zeigen die drei Schaulinien in Abb. 6. Es ist dabei

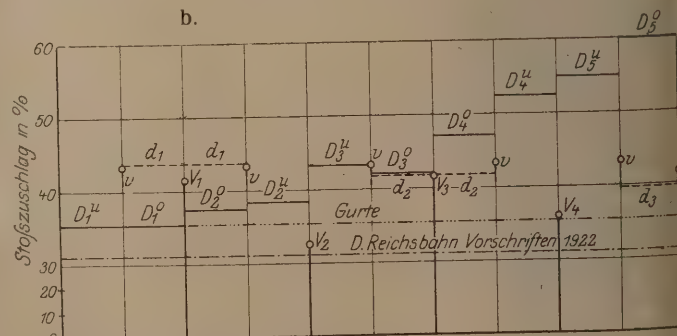


Abb. 5 b.

›eachten, daß die Stoßzuschläge in den Gurten und End-streben (bei 0,125 l) für solche Brücken bei etwa 350 m Stützweite auf o abnehmen, während für die nahe in Träger-nitte gelegenen Streben (Querkraft bei 0,4 l) erst bei einer Stützweite von etwa 1050 m (welche praktisch natürlich nicht in Frage kommt) der Stoßzuschlag auf o herabgeht, also die Stoßwirkung unberücksichtigt bleiben kann. Die Abb. 7 gibt hierüber ein anschauliches Bild. Die Kurven zeigen, bei welchen Stützweiten die Werte $\frac{M^0}{M'}$ und $\frac{Q^0}{Q'} = 3$ werden.

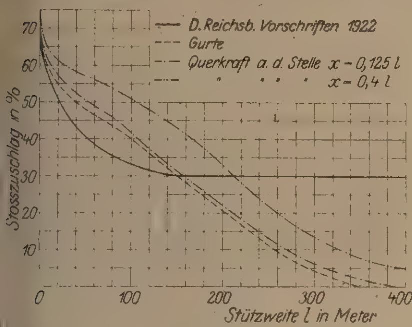


Abb. 6.

Die gegenüber anderen Berechnungsmethoden etwas hoch erscheinenden Stoßziffern geben aber zweifellos ein ungefähr

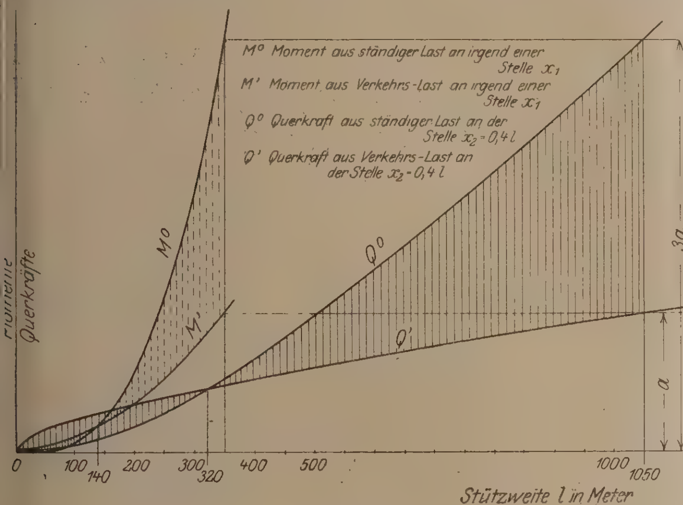


Abb. 7.

richtiges Bild über den Einfluß der Stöße und Schwingungen auf die verschiedenen Stäbe. Da man auf diese Weise den wirklichen Spannungsverhältnissen und dynamischen Einflüssen sehr nahe kommt, würde ich keine Bedenken tragen, die zulässige Grundspannung auf $\sigma = 1500$ kg/cm² gegenüber 1400 in den neuen „Grundlagen für das Entwerfen usw." festzusetzen.

Die vorstehend entwickelte Berechnungsart verursacht kaum eine Mehrarbeit, besonders wenn man in einer Tabelle die ausgerechneten Stoßziffern für die verschiedenen Verhältnisse $\frac{S^0}{S'}$ von o bis 3 vorliegen hat. Sie gewährt aber andererseits den außerordentlichen Vorteil, den wirklichen Verhältnissen möglichst Rechnung zu tragen und überdies von der Form und dem System der Brücke gänzlich unabhängig zu sein. Dies wird der Statiker um so mehr schätzen, wenn er vor der Aufgabe steht, die Stoßwirkungen bei einem Kragträger, einer Bogenbrücke, einem durchlaufenden Balken usw. berücksichtigen zu sollen.

## Wechselstäbe.

Als Wechselstäbe bezeichnet man im allgemeinen solche Stäbe einer Fachwerkbrücke, welche unter der fortschreitenden Verkehrslast einen ein- oder mehrmaligen Spannungswechsel erfahren, d. h. abwechselnd gezogen und gedrückt werden. In gleicher Weise könnte man Biegungsträger, welche positiven und negativen Momenten ausgesetzt sind, z. B. kontinuierliche Träger, elastische Bogenträger usw. als Wechselträger bezeichnen. Für diese Art der Beanspruchung wird vielfach eine weitere Herabsetzung der zulässigen Beanspruchung bzw. eine Vergrößerung der Querschnittsfläche empfohlen, wie dies die Vorschriften der früheren süddeutschen Staatsbahnverwaltungen und manche amerikanischen Bedingungen sowie auch die neuen Vorschriften der deutschen Reichsbahn von 1922 vorsehen. Die bekannten, auf diesem Gebiet angestellten Festigkeitsversuche von Wöhler haben gezeigt, daß unter rasch wechselnden Spannungen (axial oder bei Biegung) Festigkeitsminderungen des Materials eintreten können. Eine Nutzanwendung dieser Versuchsergebnisse bei dem Eisenbrückenbau darf aber nur mit großer Vorsicht versucht werden, denn die Voraussetzungen, unter welchen die Versuche stattfanden, treffen beim Eisenbrückenbau wohl nie zu. Dies betrifft insbesondere den bei den Versuchen millionenfach in ganz kurzen Zwischenräumen (Bruchteile von Sekunden) wiederholten Spannungswechsel, während in den Wechselstäben eiserner Brücken bei etwa 50 jährigem stärksten Betrieb und unter den ungünstigsten Voraussetzungen kaum mehr als 5 Millionen Spannungswechsel insgesamt und nur in verhältnismäßig großen Pausen auftreten können. (Für die Schienen sind die Verhältnisse natürlich ungünstiger.) Will man nun dem Spannungswechsel auf verhältnismäßig einfache Weise Rech-

Tafel II.

| Stab | Ständige Last $S^0$ | Verkehrslast $S'$ | $\frac{S^0}{S'}$ | $\varphi$ | $\varphi S'$ | $S^0 + S'$ | $S^0 + \varphi S'$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $O_1$ | +0 | 0 | 0 | 0 | 0 | +0 | 0 |
| $O_2$ | −360 | −425 | 0,85 | 1,351 | −574,2 | −785 | − 934,2 |
| $O_3$ | −355 | −420 | 0,85 | 1,351 | −567,4 | −775 | − 922,4 |
| $O_4$ | −440 | −520 | 0,85 | 1,351 | −702,5 | −960 | −1142,5 |
| $O_5$ | −435 | −515 | 0,84 | 1,353 | −696,8 | −950 | −1131,8 |
| $U_1$ | +250 | +305 | 0,82 | 1,358 | +414,2 | +555 | + 664,2 |
| $U_2$ | +250 | +305 | 0,82 | 1,358 | +414,2 | +555 | + 664,2 |
| $U_3$ | +420 | +505 | 0,83 | 1,355 | +684,3 | +925 | +1104,3 |
| $U_4$ | +420 | +505 | 0,83 | 1,355 | +684,3 | +925 | +1104,3 |
| $U_5$ | +455 | +545 | 0,83 | 1,355 | +738,5 | +1000 | +1193,5 |
| $V_0$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $V_1\ V_3\ V_5$ | + 55 | + 90 | 0,61 | 1,412 | +127,1 | +145 | + 182,1 |
| $V_2$ | + 15 | + 15 | 1,00 | 1,317 | + 19,8 | + 30 | + 34,8 |
| $V_4$ | + 25 | + 30 | 0,83 | 1,355 | + 40,7 | + 55 | + 65,7 |

| Stab | Ständige Last $S^0$ | Verkehrslast $S'$ | $\frac{S^0}{S'}$ | $\varphi$ | $\varphi S'$ | $S^0 + S'$ | $S^0 + \varphi S'$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $D_1^u$ | −360 | −425 | 0,85 | 1,351 | −574,2 | −785 | −934,2 |
| $D_1^0$ | −340 | −400 | 0,85 | 1,351 | −540,4 | −740 | −880,4 |
| $D_2^u$ | +150 | +210 | 0,71 | 1,385 | +290,9 | +360 | +440,9 |
| $D_2^0$ | +170 | +220 | 0,77 | 1,370 | +301,4 | +390 | +471,4 |
| $D_3^u$ | −120 | −188 | 0,65 | 1,401 | −259,2 | −305 | −379,2 |
| $D_3^0$ | −100 | −170 | 0,59 | 1,417 | −240,9 | −270 | −340,9 |
| $D_4^u$ | + 35 | (−55) +125 | 0,28 | 1,521 | +190,5 | (−20) +160 | +225,5 |
| $D_4^0$ | + 55 | (−40) +130 | 0,42 | 1,469 | +191,0 | +185 | +246,0 |
| $D_5^u$ | − 30 | −135 | 0,22 | 1,547 | −208,8 | −165 | −238,8 |
| $D_5^0$ | − 15 | −120 | 0,13 | 1,594 | −191,3 | −135 | −206,3 |
| $d_1$ | − 19 | − 35 | 0,54 | 1,432 | − 50,1 | − 54 | − 69,1 |
| $d_2$ | − 18 | − 30 | 0,60 | 1,415 | − 42,5 | − 48 | − 60,5 |
| $d_3$ | − 17 | − 25 | 0,68 | 1,393 | − 34,8 | − 42 | − 51,8 |
| v | +27,5 | + 50 | 0,55 | 1,429 | + 71,5 | + 80 | + 99,0 |

nung tragen, so läßt sich dies auf Grund folgender kurzen Betrachtung erreichen.

Das wichtigste Ergebnis der Wöhlerschen Versuche ist für den Eisenbau, daß die ungünstigste Einwirkung auf das Material dann stattfindet, wenn die größten Druck- und Zugspannungen gleich weiter über bzw. unter o liegen. Dieser Fall tritt ein, wenn

$$S' + S^0 = \overline{S'} - S^0,$$

also $\overline{S'} = 2\,S^0 + S'$ bzw. $\dfrac{\overline{S'}}{2\,S^0 + S'} = 1$ . . . . . . . . (3

ist. Hierbei seien $S^0$ (ständige Last) und $S'$ (Verkehrslast) von gleichem Vorzeichen und $\overline{S'}$ (Verkehrslast) von entgegengesetztem Vorzeichen, also

$$S^0 = +,\ S' = +\ \text{und}\ \overline{S'} = -$$

oder $S^0 = -,\ S' = -$ und $\overline{S'} = +$.

Es wird vollkommen genügen, wenn man für den ungünstigsten Fall der Gl. (3) die zulässige Spannung $\sigma_z$ um 25 vH ermäßigt, also $\overline{\sigma_z} = 0{,}75\ \sigma_z$ setzt. Für $\overline{S'} = 0$ wird dann $\overline{\sigma_z} = \sigma_z$. Zwischen diesen beiden Grenzwerten kann geradlinig interpoliert werden. Nach Abb. 8 wird dann jeweils für irgendein Verhältnis $x = \dfrac{\overline{S'}}{2\,S^0 + S'}$ die abgeminderte zulässige Beanspruchung:

$$\overline{\sigma_z} = \sigma_z \left[0{,}75 + 0{,}25 \left(1 - \frac{\overline{S'}}{2\,S^0 + S'}\right)\right] \quad \text{. . . . . . (4}$$

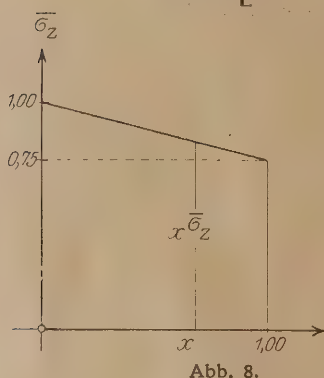


Abb. 8.

In dieser Gleichung erscheinen die Werte $S^0$, $S'$ und $\overline{S'}$ als absolute Zahlen. Falls $\overline{S'} > S' + 2\,S^0$, also $\dfrac{\overline{S'}}{2\,S^0 + S'} > 1$ wäre, wodurch der Ausdruck $0{,}25\left(1 - \dfrac{\overline{S'}}{2\,S^0 + S'}\right)$ negativ würde, ist natürlich: $\dfrac{S' + 2\,S^0}{\overline{S'}}$ statt $\dfrac{\overline{S'}}{2\,S^0 + S'}$ zu schreiben. Ferner ist für $S'$ bzw. $\overline{S'}$ immer der durch die Stoßziffer erhöhte Wert der Verkehrslastkraft einzusetzen.

Beispiel: Im Stab $D_4^u$ der in Abb. 5a dargestellten Brücke wirken nach Tabelle II folgende Kräfte:

$$S^0 = +\,35\ \text{t};\quad S' = +\,125\ .\ 1{,}521 = +\,190{,}5\ \text{t}$$
$$\overline{S'} = -\ \ 55\ .\ 1{,}405 = -\ \ 77{,}3\ \text{t}$$

$$\overline{\sigma_z} = \sigma_z \left[0{,}75 + 0{,}25\left(1 - \frac{77{,}3}{2 \cdot 35 + 190{,}5}\right)\right] = 0{,}926\,\sigma_z$$
$$= 0{,}926 \cdot 1400 = 1296\ \text{kg/cm}^2$$

Zur Beurteilung des theoretischen Gesamtmehraufwands an Baustoff infolge Stoßwirkung und Spannungswechsel ermittle man die Abminderung der zulässigen Grundspannung $\sigma_z = 1400$. Es wird infolge der Stoßwirkung allein:

$$\varphi\sigma_z = \sigma_z \cdot \frac{S^0 + S'}{S^0 + \varphi\,S'} = \sigma_z\,\frac{35 + 125}{35 + 190{,}5} = 994\ \text{kg/cm}^2,$$

und infolge Stoßwirkung und Spannungswechsel:

$$\overline{\varphi\sigma_z} = 0{,}926\ \ \varphi\sigma_z = 0{,}926\ .\ 994 = 920\ \ \text{kg/cm}^2.$$

Das ist eine Abminderung der zulässigen Grundspannung um insgesamt 34,2 vH.

Nach den neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn wird im vorliegenden Fall $\overline{\varphi\sigma_z} = 989\ \text{kg/cm}^2$, das ergibt eine Abminderung von $\sigma_z$ um 29,1 vH.

---

Die vorstehende kleine Untersuchung stellt einen Versuch dar, den ungefähren Einfluß der Stoßwirkung bei eisernen Brücken sinngemäß und für die Praxis rechnerisch leicht verwendbar zu entwickeln. Als wichtigstes Ergebnis hierbei erscheint mir die unbedenkliche Anwendbarkeit der Gl. (2) für Träger beliebiger Systeme, insbesondere auch solche x-facher statischer Unbestimmtheit. Was die Wechselspannungen anbelangt, so halte ich deren Berücksichtigung bei der Querschnittsbemessung des Stabes selbst für überflüssig und würde vorschlagen, sie lediglich bei Bemessung des Nietanschlusses der Wechselstäbe in Rechnung zu stellen.

Duisburg, im April 1923.

---

# TRÄGER DOPPELTER KRÜMMUNG.

*Von Yosei Yamada.*

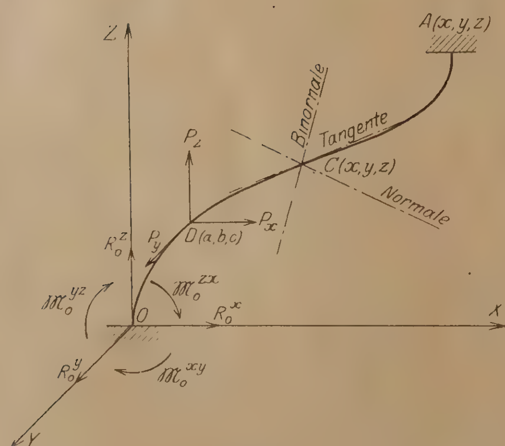


Abb. 1.

In Abb. 1 ist OA ein Träger doppelter Krümmung. O und A sind die beiden festen Enden. Nehmen wir O als den Anfangspunkt der Kurve an, so lauten die Gleichungen, bezogen auf Parallelkoordinaten:

$$y = f_1(x);$$
$$z = f_2(x).$$

Wir bezeichnen mit

- M das Biegungsmoment bei einem beliebigen Punkt C (x, y, z) in der aus der Tangente und der Binormalen bestehenden Ebene,
- B das Biegungsmoment bei C in der Schmiegungsebene,
- T das Verwindungsmoment bei C, d. h. das Moment bei C in der Normalebene,
- N die Axialkraft bei C,
- $Q_n$ die Querkraft bei C in der Richtung der Normalen,
- $Q_b$ die Querkraft bei C in der Richtung der Binormalen,
- $\mathfrak{M}_0^{xy}$ das Moment bei O in der Ebene xoy,
- $\mathfrak{M}_0^{yz}$ ,, ,, ,, ,, ,, ,, ,, yoz,
- $\mathfrak{M}_0^{zx}$ ,, ,, ,, ,, ,, ,, ,, zox,
- $R_0^x$ die Reaktion bei O in der Richtung von ox,
- $R_0^y$ ,, ,, ,, ,, ,, ,, ,, ,, oy,
- $R_0^z$ ,, ,, ,, ,, ,, ,, ,, ,, oz,
- $P_x$ die Komponente der Belastung P in der mit ox gleichlaufenden Richtung,
- $P_y$ die Komponente der Belastung P in der mit oy gleichlaufenden Richtung,
- $P_z$ die Komponente der Belastung P in der mit oz gleichlaufenden Richtung,

$x_1, y_1, z_1$ die Koordinaten von A,
a, b, c die Koordinaten des Wirkungspunktes der Belastung P,
$\alpha, \beta, \gamma$ die Kosinusse der Richtungswinkel der Tangente bei C,
l, m, n die Kosinusse der Richtungswinkel der Normalen bei C,
$\lambda, \sigma, \nu$ die Kosinusse der Richtungswinkel der Binormalen bei C,
E den Elastizitätsmodul des Materials,
$\mu$ den Schermodul desselben,
I das Trägheitsmoment des durch die Normalebene gebildeten Querschnittes, bezogen auf die durch den Querschnittsschwerpunkt gehende Normale,
I′ das Trägheitsmoment des durch die Normalebene gebildeten Querschnittes in bezug auf die durch den Querschnittsschwerpunkt gehende Binormale,
J das polare Trägheitsmoment des Schnittes bezogen auf den Schwerpunkt,
F den Querschnittsinhalt,
$\varepsilon$ den Ausdehnungskoeffizienten des Materials,
$\tau_0$ den Betrag der Temperaturänderung in der Nulllinie des Querschnittes,
$\varDelta\tau$ den Temperaturunterschied zwischen den unteren und oberen Querschnittsrändern, gemessen in der Richtung der Binormalen,
$\varDelta\tau'$ den Temperaturunterschied zwischen den inneren und äußeren Querschnittsrändern, gemessen in der Richtung der Normalen,
d die mittlere Querschnittshöhe, gemessen in der Richtung der Binormalen,
d′ die mittlere Querschnittsbreite, gemessen in der Richtung der Normalen,
$k_1$ die die Querschnittsform bestimmende Verhältniszahl, bezogen auf die Binormale,
$k_2$ desgleichen bezogen auf die Binormale.

Die Momente an einem beliebigen Punkt C (x, y, z) sind:

$$M = \mathfrak{M}_0^{xy} n + \mathfrak{M}_0^{yz} l + \mathfrak{M}_0^{zx} m + R_0^x (y n + z m) + R_0^y (x n + z l) + R_0^z (x m + y l) + P_x [(y-b) n + (z-c) m] + P_y [(x-a) n + (z-c) l] + P_z [(x-a) m + (y-b) l] \quad (1$$

$$B = \mathfrak{M}_0^{xy} \nu + \mathfrak{M}_0^{yz} \lambda + \mathfrak{M}_0^{zx} \sigma + R_0^x (y\nu + z\sigma) + R_0^y (x\nu + z\lambda) + R_0^z (x\sigma + y\lambda) + P_x [(y-b)\nu + (z-c)\sigma] + P_y [(x-a)\nu + (z-c)\lambda] + P_z [(x-a)\sigma + (y-b)\lambda] \quad (2$$

$$T = \mathfrak{M}_0^{xy} \gamma + \mathfrak{M}_0^{yz} \alpha + \mathfrak{M}_0^{zx} \beta + R_0^x (y\gamma + z\beta) + R_0^y (x\gamma + z\alpha) + R_0^z (x\beta + y\alpha) + P_x [(y-b)\gamma + (z-c)\beta] + P_y [(x-a)\gamma + (z-c)\alpha] + P_z [(x-a)\beta + (y-b)\alpha] \quad (3$$

Die Axialkraft an einem beliebigen Punkt C (x, y, z) ist:

$$N = (R_0^x + P_x)\alpha + (R_0^y + P_y)\beta + (R_0^z + P_z)\gamma \quad (4$$

Die Querkräfte an einem beliebigen Punkt C (x, y, z) sind:

$$Q_n = (R_0^x + P_x)\, l + (R_0^y + P_y)\, m + (R_0^z + P_z)\, n \quad (5$$

$$Q_b = (R_0^x + P_x)\lambda + (R_0^y + P_y)\sigma + (R_0^z + P_z)\nu \quad (6$$

Die Arbeit der inneren Kräfte ist durch die Gleichung

$$W = \int \frac{M^2 ds}{2EI} + \int \frac{B^2 ds}{2EI'} + \int \frac{T^2 ds}{2\mu J} + \int \frac{N^2 ds}{2EF} + \int k_1 \frac{Q_n^2 ds}{2\mu F} + \int k_2 \frac{Q_b^2 ds}{2\mu F} + \int \varepsilon \tau_0 N ds + \int \varepsilon \frac{\varDelta\tau}{d} M ds + \int \varepsilon \frac{\varDelta\tau'}{d'} B ds \quad (7$$

ausgedrückt. Differenziert man W in bezug auf $\mathfrak{M}_0^{xy}$, dann erhält man:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial \mathfrak{M}_0^{xy}} = {} & \int_0^{x_1} \frac{M_1}{EI} n \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} \frac{M_2}{EI} n \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \frac{B_1}{EI'} \nu \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ & + \int_a^{x_1} \frac{B_2}{EI'} \nu \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \frac{T_1}{\mu J} \gamma \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} \frac{T_2}{\mu J} \gamma \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ & + \int_0^{x_1} \varepsilon \frac{\varDelta\tau}{d} n \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \varepsilon \frac{\varDelta\tau'}{d'} \nu \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \end{aligned}\right\} \quad (8$$

worin

$$M_1 = \mathfrak{M}_0^{xy} n + \mathfrak{M}_0^{yz} l + \mathfrak{M}_0^{zx} m + R_0^x (yn + zm) + R_0^y (xn + zl) + R_0^z (xm + yl)$$

$$M_2 = P_x [(y-b) n + (z-c) m] + P_y [(x-a) n + (z-c) l] + P_z [(x-a) m + (y-b) l]$$

$$B_1 = \mathfrak{M}_0^{xy} \nu + \mathfrak{M}_0^{yz} \lambda + \mathfrak{M}_0^{zx} \sigma + R_0^x (y\nu + z\sigma) + R_0^y (x\nu + z\lambda) + R_0^z (x\sigma + y\lambda)$$

$$B_2 = P_x [(y-b)\nu + (z-c)\sigma] + P_y [(x-a)\nu + (z-c)\lambda] + P_z [(x-a)\sigma + (y-b)\lambda]$$

$$T_1 = \mathfrak{M}_0^{xy} \gamma + \mathfrak{M}_0^{yz} \alpha + \mathfrak{M}_0^{zx} \beta + R_0^n (y\gamma + z\beta) + R_0^y (x\gamma + z\alpha) + R_0^z (x\beta + y\alpha)$$

$$T_2 = P_x [(y-b)\gamma + (z-c)\beta] + P_y [(x-a)\gamma + (z-c)\alpha] + P_z [(x-a)\beta + (y-b)\alpha]$$

Differenziert man W in bezug auf $\mathfrak{M}_0^{yz}$, dann erhält man:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial \mathfrak{M}_0^{yz}} = {} & \int_0^{x_1} \frac{M_1}{EI} l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dz}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int \frac{M_2}{EI} l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dy}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \frac{B_1}{EI'} \lambda \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ & + \int_a^{x_1} \frac{B_2}{EI'} \lambda \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \frac{T_1}{\mu J} \alpha \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} \frac{T_2}{\mu J} \alpha \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ & + \int_0^{x_1} \varepsilon \frac{\varDelta\tau}{d} l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \varepsilon \frac{\varDelta\tau'}{d'} \lambda \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \end{aligned}\right\} \quad (9$$

Differenziert man W in bezug auf $\mathfrak{M}_0^{zx}$, dann erhält man:

$$\begin{aligned}\frac{\partial W}{\partial \mathfrak{M}_0^{zx}} = &\int_0^{x_1} \frac{M_1}{EI}\, m \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} \frac{M_2}{EI}\, m \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \frac{B_1}{EI'}\, \sigma \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ &+ \int_a^{x_1} \frac{B_2}{EI'}\, \sigma \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \frac{T_1}{\mu J}\, \beta \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x} \frac{T_2}{\mu J}\, \beta \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ &+ \int_0^{x_1} \varepsilon \frac{\Delta \tau}{d}\, m \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} \varepsilon \frac{\Delta \tau'}{d'}\, \sigma \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx\end{aligned} \tag{10}$$

Differenziert man W in bezug auf $R_0^x$, dann erhält man:

$$\begin{aligned}\frac{\partial W}{\partial R_0^x} = &\int_0^{x_1} \frac{M_1}{EI}(yn+zm) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} \frac{M_2}{EI}(yn+zm) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ &+ \int_0^{x_1} \frac{B_1}{EI'}(y\nu+z\sigma) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} \frac{B_2}{EI'}(y\nu+z\sigma) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ &+ \int_0^{x_1} \frac{T_1}{\mu J}(y\gamma+z\beta) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} \frac{T_2}{\mu J}(y\gamma+z\beta) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \frac{N_1}{EF}\,\alpha \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}\, dx \\ &+ \int_a^{x_1} \frac{N_2}{EF}\,\alpha \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} k_1 \frac{Q_{n,1}}{\mu F}\, l \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} k_1 \frac{Q_{n,2}}{\mu F}\, l \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ &+ \int_a^{x_1} k_2 \frac{Q_{b,1}}{\mu F}\,\lambda \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} k_2 \frac{Q_{b,2}}{\mu F}\,\lambda \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \varepsilon \tau_0 \alpha \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ &+ \int_0^{x_1} \varepsilon \frac{\Delta \tau}{d}(yn+zm) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \varepsilon \frac{\Delta \tau'}{d'}(y\nu+z\sigma) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx\end{aligned} \tag{11}$$

worin

$N_1 = R_0^x \alpha + R_0^y \beta + R_0^z \gamma$; $N_2 = P_x \alpha + P_y \beta + P_z \gamma$; $Q_{n,1} = R_0^x l + R_0^y m + R_0^z n$

$Q_{n,2} = P_x l + P_y m + P_z n$; $Q_{b,2} = R_0^x \lambda + R_0^y \sigma + R_0^z \nu$; $Q_{b,2} = P_x \lambda = P_y \sigma + P_z \nu$

Differenziert man W in bezug auf $R_0^y$, dann erhält man:

$$\begin{aligned}\frac{\partial W}{\partial R_0^y} = &\int_0^{x_1} \frac{M_1}{EI}(nx+lz) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} \frac{M_2}{EI}(nx+lz) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ &+ \int_0^{x_1} \frac{B_1}{EI'}(x\nu+z\lambda) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} \frac{B_2}{EI'}(x\nu+z\lambda) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ &+ \int_0^{x_1} \frac{T_1}{\mu J}(x\gamma+z\alpha) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} \frac{T_2}{\mu J}(x\gamma+z\alpha) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \frac{N_1}{EF}\,\beta \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ &+ \int_a^{x_1} \frac{N_2}{EF}\,\beta \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} k_1 \frac{Q_{n,1}}{\mu F}\, m \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} k_1 \frac{Q_{n,2}}{\mu F}\, m \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ &+ \int_0^{x_1} k_2 \frac{Q_{b,1}}{\mu F}\,\sigma \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_a^{x_1} k_2 \frac{Q_{b,2}}{\mu F}\,\sigma \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \varepsilon \tau_0 \beta \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx \\ &+ \int_0^{x_1} \varepsilon \frac{\Delta \tau}{d}(xn+zl) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx + \int_0^{x_1} \varepsilon \frac{\Delta \tau'}{d'}(x\nu+z\lambda) \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\, dx\end{aligned} \tag{12}$$

Differenziert man W nach $R_0^z$, dann erhält man:

$$
\left.\begin{aligned}
\frac{\partial W}{\partial R_0^z} &= \int_0^{x_1} \frac{M_1}{EI}(x\,m+y\,l)\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx+\int_a^{x_1}\frac{M_2}{EI}(x\,m+y\,l)\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx\\
&+\int_0^{x_1}\frac{B_1}{EI'}(x\,\sigma+y\,\lambda)\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx+\int_a^{x_1}\frac{B_2}{EI'}(x\,\sigma+y\,\lambda)\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx\\
&+\int_0^{x_1}\frac{T_1}{\mu J}(x\,\beta+y\,\alpha)\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx+\int_a^{x_1}\frac{T_2}{\mu J}(x\,\beta+y\,\alpha)\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx+\int_0^{x_1}\frac{N_1}{EF}\gamma\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx\\
&+\int_a^{x_1}\frac{N_2}{EF}\gamma\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dz+\int_0^{x_1}k_1\frac{Q_{n,1}}{\mu F}n\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dz}\right)^2}\,dx+\int_a^{x_1}k_1\frac{Q_{n,2}}{\mu F}n\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx\\
&+\int_0^{x_1}k_2\frac{Q_{b,1}}{\mu F}\nu\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx+\int_a^{x_1}k_2\frac{Q_{b,2}}{\mu F}\nu\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx+\int_0^{x_1}\varepsilon\,\tau_0\,\gamma\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx\\
&+\int_0^{x_1}\varepsilon\frac{\Delta\tau}{d}(x\,m+y\,l)\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx+\int_0^{x_1}\varepsilon\frac{\Delta\tau'}{d'}(x\,\sigma+y\,\lambda)\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}\,dx
\end{aligned}\right\}\quad(13
$$

Um den Wert $\Omega$ — die Arbeit der Stützenwiderstände — zu ermitteln, nehmen wir an, daß die Bewegung des $q^{ten}$ Stützpunktes durch drei Verschiebungen $\xi_q$, $\eta_q$, $\zeta_q$ in der entgegengesetzten Richtung von $R_q^x$, $R_q^y$, $R_q^z$ und drei Drehungen $\varrho_q^{xy}$, $\varrho_q^{yz}$, $\varrho_q^{zx}$ in der entgegengesetzten Richtung von $\mathfrak{M}_q^{xy}$, $\mathfrak{M}_q^{yz}$, $\mathfrak{M}_q^{zx}$ dargestellt werden kann, derartig daß

$$
\begin{aligned}
\xi_q &= (\xi_q)+R_q^x(\xi_q)' & \varrho_q^{xy} &= (\varrho_q^{xy})+\mathfrak{M}_q^{xy}(\varrho_q^{xy})'\\
\eta_q &= (\eta_q)+R_q^y(\eta_q)' & \varrho_q^{yz} &= (\varrho_q^{yz})+\mathfrak{M}_q^{yz}(\varrho_q^{yz})'\\
\zeta_q &= (\zeta_q)+R_q^z(\zeta_q)' & \varrho_q^{zx} &= (\varrho_q^{zx})+\mathfrak{M}_q^{zx}(\varrho_q^{zx})'
\end{aligned}
$$

gesetzt werden kann; hierbei bedeuten $(\xi_q)$, $(\eta_q)$, $(\zeta_q)$, $(\varrho_q^{xy})$, $(\varrho_q^{yz})$, $(\varrho_q^{zx})$ die gegebenen, beobachteten oder geschätzten Verschiebungen und Drehungen, während $(\xi_q)'$, $(\eta_q)'$, $(\zeta_q)'$ das Elastizimaß der Stützung definieren, d. h. die Strecke, um welche sich der Stützpunkt unter der Einwirkung der Lasteinheit bewegt, und $(\varrho_q^{xy})'$, $(\varrho_q^{yz})'$, $(\varrho_q^{zx})'$ definieren das Verdrehungsmaß der Stützung, d. h. die Drehung unter der Einwirkung eines Einspannungsmomentes. Es ist daher:

$$
\begin{aligned}
\Omega = -\sum_{q=0}^{q=1}\Big(&R_q^x\,\xi_q+R_q^y\,\eta_q+R_q^z\,\zeta_q\\
&+\mathfrak{M}_q^{xy}\,\varrho_q^{xy}+\mathfrak{M}_q^{yz}\,\varrho_q^{yz}+\mathfrak{M}_q^{zx}\,\varrho_q^{zx}\Big)\quad(14
\end{aligned}
$$

Die Widerstände des Stützpunktes A sind:

$$
\left.\begin{aligned}
R_1^x &= R_0^x+P_x;\quad R_1^y=R_0^y+P_y;\quad R_1^z=R_0^z+P_z;\\
\mathfrak{M}_1^{xy} &= \mathfrak{M}_0^{xy}+R_0^y\,y_1+R_0^y\,x_1+P_x\,(y_1-b)+P_y\,(x_1-a)\\
\mathfrak{M}_1^{yz} &= \mathfrak{M}_0^{yz}+R_0^y\,z_1+R_0^z\,y_1+P_y\,(z_1-c)+P_z\,(y_1-b)\\
\mathfrak{M}_1^{zx} &= \mathfrak{M}_1^{zx}+R_0^x\,z_1+R_0^z\,x_1+P_x\,(z_1-c)+P_z\,(x_1-a)
\end{aligned}\right\}\quad(15
$$

Differenziert man $\Omega$ partiell nach $\mathfrak{M}_0^{xy}$, $\mathfrak{M}_0^{yz}$, $\mathfrak{M}_0^{zx}$, $R_0^x$, $R_0^y$, $R_0^z$, dann erhält man:

$$
\frac{\partial\Omega}{\partial\mathfrak{M}_0^{xy}} = -\left[(\varrho_0^{xy})+2\,\mathfrak{M}_0^{xy}(\varrho_0^{xy})'\right]-\left[(\varrho_1^{xy})+2\,\mathfrak{M}_0^{xy}(\varrho_1^{xy})'\right].\quad(16
$$

$$
\frac{\partial\Omega}{\partial\mathfrak{M}_0^{yz}} = -\left[(\varrho_0^{yz})+2\,\mathfrak{M}_0^{yz}(\varrho_0^{yz})'\right]-\left[(\varrho_1^{yz})+2\,\mathfrak{M}_1^{yz}(\varrho_1^{yz})'\right].\quad(17
$$

$$
\frac{\partial\Omega}{\partial\mathfrak{M}_0^{zx}} = -\left[(\varrho_0^{zx})+2\,\mathfrak{M}_0^{zx}(\varrho_0^{zx})'\right]-\left[(\varrho_1^{zx})+2\,\mathfrak{M}_1^{zx}(\varrho_1^{zx})'\right].\quad(18
$$

$$
\begin{aligned}
\frac{\partial\Omega}{\partial R_0^x} &= -\left[(\xi_0)+2\,R_0^x(\xi_0)'\right]-\left[(\xi_1)+2\,R_1^x(\xi_1)'\right]\\
&\quad-y_1\left[(\varrho_1^{xy})+2\,\mathfrak{M}_1^{xy}(\varrho_1^{xy})'\right]-z_1\left[(\varrho_1^{zx})+2\,\mathfrak{M}_1^{zx}(\varrho_1^{zx})'\right]\quad(19
\end{aligned}
$$

$$
\begin{aligned}
\frac{\partial\Omega}{\partial R_0^y} &= -\left[(\eta_0)+2\,R_0^y(\eta_0)'\right]-\left[(\eta_1)+2\,R_1^y(\eta_1)'\right]\\
&\quad-x_1\left[(\varrho_1^{xy})+2\,\mathfrak{M}_1^{xy}(\varrho_1^{xy})'\right]-z_1\left[(\varrho_1^{yz})+2\,\mathfrak{M}_1^{yz}(\varrho_1^{yz})'\right]\quad(20
\end{aligned}
$$

$$
\begin{aligned}
\frac{\partial\Omega}{\partial R_0^z} &= -\left[(\zeta_0)+2\,R_0^z(\zeta_0)'\right]-\left[(\zeta_1)+2\,R_1^z(\zeta_1)'\right]\\
&\quad-y_1\left[(\varrho_1^{yz})+2\,\mathfrak{M}_1^{yz}(\varrho_1^{yz})'\right]-x_1\left[(\varrho_1^{zx})+2\,\mathfrak{M}_1^{zx}(\varrho_1^{zx})'\right]\quad(21
\end{aligned}
$$

In jedem partiellen Belastungszustande muß die Arbeit der äußeren Auflagerkräfte gleich der Arbeit der inneren Spannkräfte sein; daher erhalten wir die folgenden Gleichungen:

$$
\left.\begin{aligned}
\frac{\partial W}{\partial\mathfrak{M}_0^{yx}} &= \frac{\partial\Omega}{\partial\mathfrak{M}_0^{xy}};\quad \frac{\partial W}{\partial\mathfrak{M}_0^{yz}}=\frac{\partial\Omega}{\partial\mathfrak{M}_0^{yz}};\quad \frac{\partial W}{\partial\mathfrak{M}_0^{zx}}=\frac{\partial\Omega}{\partial\mathfrak{M}_0^{zx}}\\
\frac{\partial W}{\partial R_0^x} &= \frac{\partial\Omega}{\partial R_0^x};\quad \frac{\partial W}{\partial R_0^y}=\frac{\partial\Omega}{\partial R_0^y};\quad \frac{\partial W}{\partial R_0^z}=\frac{\partial\Omega}{\partial R_0^z}
\end{aligned}\right\}.\quad(22
$$

Aus Gleichung (22) können $\mathfrak{M}_0^{xy}$, $\mathfrak{M}_0^{yz}$, $\mathfrak{M}_0^{zx}$, $R_0^x$, $R_0^y$ und $R_0^z$ abgeleitet werden.

# GRENZEN DER AUSNUTZUNG DER VERFESTIGUNG DES FLUSSEISENS IN EISENBAUWERKEN.

*Von Regierungs- und Baurat Füchsel im Eisenbahn-Zentralamt, Berlin.*

Die Eigenschaft des Flußeisens, sich bei Beanspruchung über die Elastizitäts- und Streckgrenze hinaus zu verfestigen, wurde auf der letzten Hauptversammlung des Eisenbauverbandes in Dresden behandelt und dabei von Professor Schachenmeier, München, nach der Veröffentlichung in Heft 24 des Bauingenieurs vom 31. Dezember 1922 empfohlen, die Beanspruchung in einzelnen Teilen eines Bauwerkes im Bedarfsfalle um ein gewisses Maß über den Durchschnittswert der innerhalb des Querschnittes auftretenden einfachen Spannungen zuzulassen. Gegen das Ergebnis der vorgetragenen Untersuchungen ist an sich um so weniger etwas einzuwenden, als das Gebiet auch anderweitig von den Werkstofforschungsstellen in gleichem Sinne untersucht worden ist und der Maschinenbau bei hochwertigen Bauteilen, wie Dampfturbinenrändern, von der Verfestigungseigenschaft des Eisens Gebrauch macht. Bereits bei der Besprechung des Vortrages in Dresden wurde von einigen Versammlungsteilnehmern, den Professoren Rudeloff-Lichterfelde und Hertwig-Aachen, auf gewisse Gesichtspunkte, welche der bedingungslosen Ausnutzung der an sich wertvollen Verfestigungseigenschaft des Eisens Grenzen setzen, hingewiesen. Sie beziehen sich auf die gesteigerte Gefahr der Rißbildung im kaltgereckten Eisen und damit auch auf seine höhere Kerbempfindlichkeit. Die Werkstättenarbeit in Eisenbauanstalten ist nicht auf gleiche Genauigkeit eingestellt, wie sie in den Werkstätten des allgemeinen Maschinenbaues gefordert und geleistet wird. Verfestigte Teile einer Maschine sind allseitig maschinell bearbeitet, während in Eisenbauwerken zumeist die Außenhaut des Werkstoffes mit ihren Unebenheiten belassen wird. Damit haben wir zu rechnen und ich will aus der Sammlung von Gefügeuntersuchungen an Schäden in Eisenbauwerken ein Beispiel anführen. Es betrifft den Zustand aufgedornter Nietlöcher in einem Brückenbau.

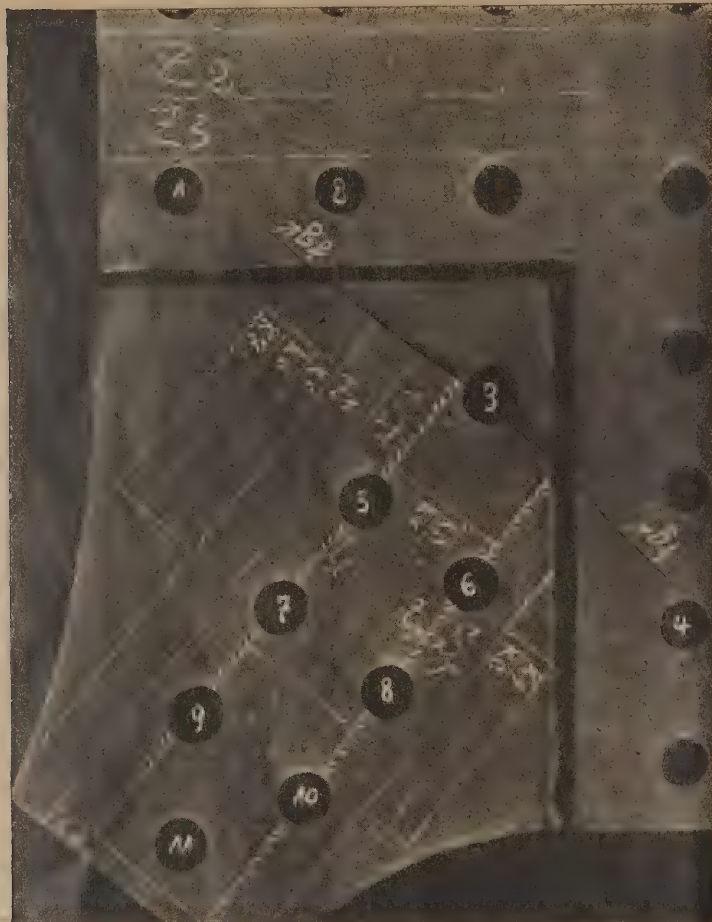


Abb. 1. Knotenblech mit Riß durch Nietloch 3.

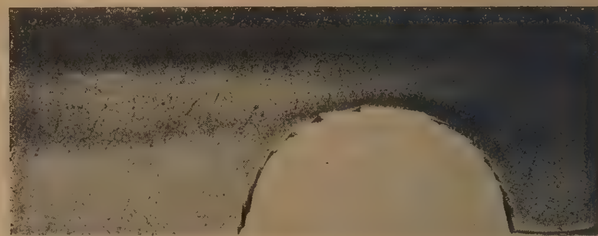


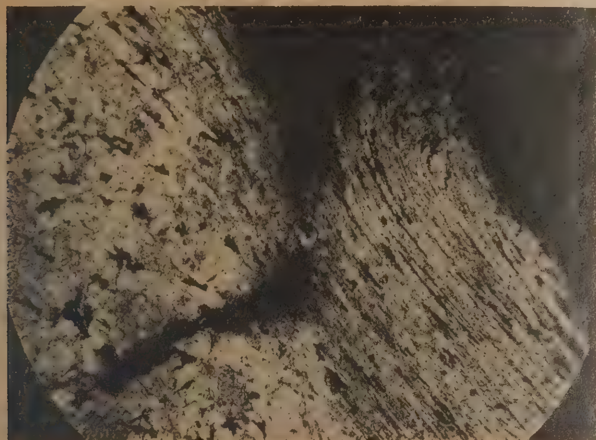
Abb. 3. Nietlochrand.

In Abb. 1 ist ein Knotenblech dargestellt. Bei der laufenden Untersuchung im Betriebe war bemerkt worden, daß in Höhe des obersten Nietloches senkrecht zur Kraftrichtung ein Riß entstanden war. Nach Entfernung des Nietes zeigte sich, daß der Riß vom Nietloch ausging. Während die zugehörigen Einzelteile der Konstruktion in der Werkstatt offenbar ordnungsmäßig zusammengebaut waren, konnte es zweifelhaft sein, ob die Beschädigung des Knotenbleches durch unsachgemäßes Arbeiten auf der Baustelle oder durch Überbeanspruchung der Konstruktion gegenüber der Berechnung entstanden war. Die kleinen Streifen in Abb. 1 deuten an, in welcher Weise bei der Probeentnahme für die Zerreißfestigkeitsprüfung, die Kerbschlagprobe und die Gefügeuntersuchung vorgegangen worden ist. Die Untersuchung des Baustoffes ergab ein in jeder Weise einwandfreies Flußeisen. Was war nun geschehen? Offenbar ein schwerer Fehler beim Zusammenbau auf der Baustelle. Abb. 2 stellt die Aufsicht auf einen Riß dar. Im Nietloch sieht man lauter Schuppen. Es ist das ein Zeichen, daß die Lochwand nicht glatt gebohrt war, sondern nachträglich arg aufgerauht worden ist. Im Blechquerschnitt zu beiden Seiten des Nietloches heben sich — bei aufmerksamer Beobachtung — konzentrische Kreise um das Nielocht ab. Es sind das die Anzeichen des sogenannten Dauerbruches.

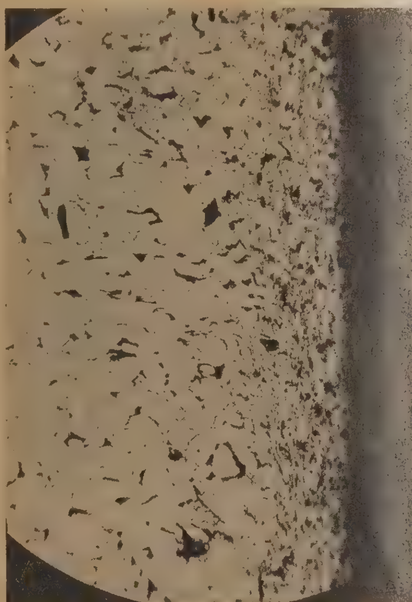


Abb. 2. Dauerbruch am Nietloch 3.

Das Knotenblech ist unter dem Einfluß dynamischer Dauerbeanspruchungen durch rollende Last vom Nietloch aus nach und nach weitergerissen. Außer den Schuppenbildungen im Loch sind Verdickungen am Nietlochrand deutlich erkennbar, auch wieder ein Zeichen, daß das Loch mit Gewalt aufgedornt worden ist. Abb. 3 zeigt ein einzelnes Nietloch. Man sieht, wie der ganze Rand eine sägeblattartigeForm angenommen hat. Abb. 4 gibt Einblick in das Randgefüge des Nietloches. Es ist der weiße Bestandteil, Ferrit, durch Kaltrecken über dieElastizitätsgrenze hinaus beansprucht. Wir sehen hier am Ausgang des Risses ein typisches Beispiel für das Gefügekennzeichen der durch Druck hervorgerufenen Verfestigung. Im linken Teil des Bildes haben die weißen und dunklen Kristalle noch gewöhnliche Gestalt. Dagegen hat die Verdrü ckung nach dem rechten Bildrand zu immer mehr zugenommen. Am sägeblattartigen Rand des Nietloches setzt der Riß ein und verläuft senkrecht zu der Verlagerungsrichtung. Abb. 5 zeigt in Nachbarschaft der Stelle zu Abb. 4 beginnende Rißbildung durch das verdrückte Randgefüge, ohne daß die Stoffverschiebung bis zu einer Zackenbildung getrieben wurde. Der Riß war mit bloßem Auge nicht zu bemerken. Durch weitere Untersuchung wurde festgestellt, welcher Unterschied zwischen einem ungedornten und einem aufgedornten Loch besteht und wie weit die Wirkung des Aufdornens vom Loch aus sich in das Material hinein erstreckt. Abb. 6 zeigt ein aufgedorntes Nietloch parallel zur Achse geschnitten. Wir sehen an dem Lochrand, daß die Verdrückung des Gefüges in eine meßbare Zone in das Innere hineinreicht. Abb. 7 ist der Rand eines Loches, das durch Bohrung ohne nachfolgendes Dornen hergestellt worden ist.

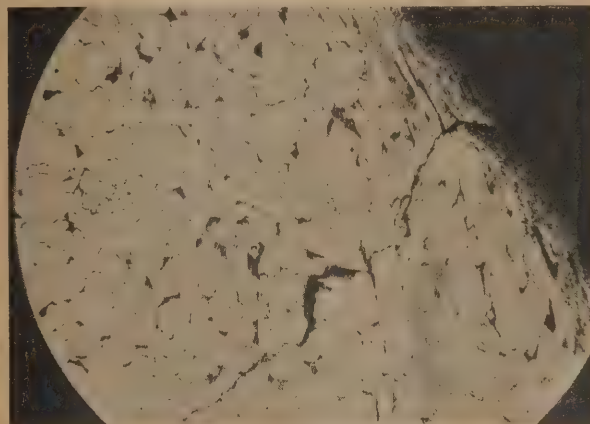


V = 100
**Abb. 4.** Gefüge zu Abb. 3.



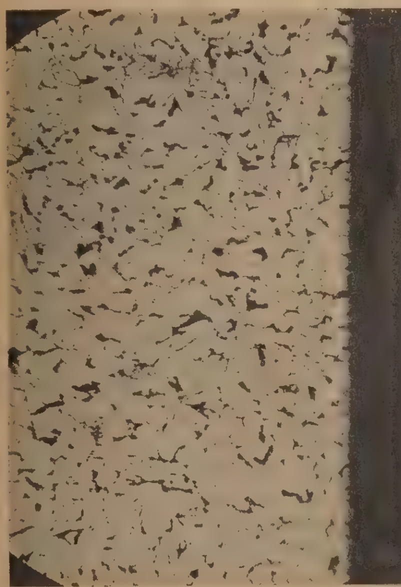
V = 100
**Abb. 6.** Nietlochrand aufgedornt.

Man sieht hier keine Spur einer Verdrückung. Wir entnehmen hieraus, wie das Bohren vor sich geht. Es erfolgt eine scharfe Spanabnahme vom Stoff ohne jede Verdrückung.



V = 100
**Abb. 5.** Nachbarstelle von Abb. 4.

Für die Beurteilung der Grenzen der Verfestigung sind Abb. 5 und 6 von Bedeutung. Die Aufdornarbeit ist hier nur von Gefügeverdrückung — ohne Zackenbildung — bekleidet gewesen, es ist also zunächst gewöhnliche Verfestigung des Werkstoffes in der Randzone des Nietloches hervorgerufen worden. Im vorliegenden Falle sehen wir Kaltreckung des Gefüges durch Druck. Etwa gleiche Gefügebildung verursacht Kaltreckung durch Zug, welche im verfestigten Eisenbau auch häufig sein wird. Die am Nietloch auftretenden höheren Randspannungen können das vorher bereits durch Dornen verdrückte Gefüge soweit verderben, daß die Sicherheit des Bauwerkes gefährdet ist. Mit großer Wahrscheinlichkeit können hinzutretende Nebenspannungen, wie Biegungsbeanspruchung, mit deren Auftreten gerechnet werden muß, dann einen Haarriß im verdrückten Randgefüge hervorrufen. Damit ist Kerbeinfluß in den Bauteil hineingetragen und seine zulässige Beanspruchung weit unter die gewöhnlich übliche herabgesetzt worden. Bei sich wiederholenden Beanspruchungen durch rollende Last wird sich nunmehr ein Dauerbruch entwickeln und die Zerstörung des Bauteiles läßt sich nicht mehr aufhalten.



V = 100
**Abb. 7.** Nietlochrand gebohrt.

Wenn nach dem Vorgang Schachenmeiers die tatsächliche Beanspruchung eines Bauteiles an einzelnen Stellen bis zur Verfestigung zugelassen werden soll, so ist hierbei doch darauf zu achten, daß Werkstatt- und Montagearbeit die Voraussetzung für die erforderliche Gesundhaltung des Werkstoffes erfüllen.

# BEITRAG ZUR BERECHNUNG DER RINGSPANNUNGEN BEI EISENBETONRINGEN.

*Von Dipl.-Ing. Ferdinand Schleicher, Karlsruhe.*

In manchen Fällen erscheint es wünschenswert, die Betonzugspannungen in Eisenbetonquerschnitten nicht völlig zu vernachlässigen, sondern diese bis zu einer gewissen Grenze zu berücksichtigen. Es wird in den Fällen erforderlich sein, wo manche Spannungen bei Berücksichtigung der Betonzugspannungen wachsen, so z. B. bei Eisenbetonringen, die ungleich erwärmt werden.

Da die folgende Berechnung, welche bei der Untersuchung zweier hoher Eisenbetonschornsteine ausgeführt wurde, auch in anderen Fällen von Interesse sein mag, sei sie hier wiedergegeben.

a) Berechnung der Lage der Nullinie und der Spannungen in einem Eisenbetonkreisring bei ungleicher Erwärmung.

Nimmt man einen gleichmäßigen Temperaturabfall von $t_i$ im Inneren des Ringes (Kamins) auf $t_a$ außerhalb an, so bleiben die Querschnitte eben (Abb. 1a).

In der gesuchten Nullinie ist die Temperatur $t_n$ vorhanden. Da der Temperaturabfall für den ganzen Kreisring derselbe ist, dehnt sich die Nullinie (Kreis) gleichmäßig aus. Ist der ganze Kreisring einer gleichmäßigen Erwärmung um $t_a$ ausgesetzt, so ist eine gleichmäßige Ausdehnung des Kreisringes die Folge, ohne daß irgendwelche Spannungen entstehen.

Hat dagegen die innere „Faser" die Temperatur $t_i$, die Äußere die Temperatur $t_a$, so dehnen sich beide Fasern ungleich aus. Die Differenzen der Dehnungen gegenüber der Ausdehnung der Nullinie (Abb. 1b)

$$\varepsilon_i = \alpha_t (t_i - t_n) \quad \text{und} \quad \varepsilon_a = \alpha_t (t_a - t_n)$$

müssen im geschlossenen Kreisring durch entsprechende Spannungen rückgängig gemacht werden (Abb. 1c).

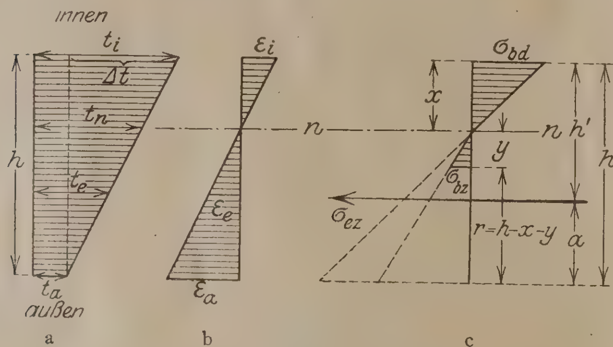



Abb. 1.

Es wird somit

$$\underline{\sigma_{bd}} = \varepsilon_i E_{bd} = \alpha_t E_{bd} (t_i - t_n) = \underline{\alpha_t E_{bd} \frac{\Delta t}{h} x} \quad \ldots \ldots \quad (1$$

$$\underline{\sigma_{ez}} = \varepsilon_e E_e = n \alpha_t E_{bd} (t_e - t_n) = \underline{n \alpha_t E_{bd} \frac{\Delta t}{h} (h' - x)} \quad \ldots \quad (2$$

Da der Querschnitt eben bleiben muß, ist

$$\sigma_{ez} = n \sigma_{bd} \frac{h' - x}{x}$$

und

$$\sigma_{bz} = n' \sigma_{bd} \frac{y}{x}; \quad n' = \frac{E_{bz}}{E_{bd}}$$

Daraus folgt für y:

$$\underline{y} = \frac{x \sigma_{bz}}{n' \sigma_{bd}} = \frac{x \sigma_{bz} h}{n' \alpha_t E_{bd} \Delta t \cdot x} = \underline{\frac{\sigma_{bz} h}{n' \alpha_t E_{bd} \Delta t}} \quad \ldots \quad (3$$

Zwischen den Spannungen eines Querschnitts muß Gleichgewicht herrschen, so daß

$$\sigma_{ez} F_e + \frac{b y}{2} \sigma_{bz} = \frac{b x}{2} \sigma_{bd}$$

oder

$$2 f_e \sigma_{ez} + y \sigma_{bz} = x \sigma_{bd}$$

wird, worin $f_e = \frac{F_e}{b}$ ist. Setzt man in diese Gleichung die oben berechneten Werte von $\sigma_{ez}$ und y ein, so wird

$$2 n f_e \frac{h' - x}{x} \sigma_{bd} + \frac{\sigma_{bz}^2 h}{n' \alpha_t E_{bd} \Delta t} = x \sigma_{bd}.$$

Eliminiert man mit Hilfe von Gl. (1) auch $\sigma_{bd}$, so erhält man:

$$x^2 + 2 n f_e x - \left[2 n f_e h' + \frac{1}{n'} \left(\frac{\sigma_{bz} h}{\alpha_t E_{bd} \Delta t}\right)^2\right] = 0.$$

Diese Gleichung liefert für x den Wert:

$$\underline{x = n f_e \left[\sqrt{1 + \frac{2 h'}{n f_e} + \frac{1}{n'} \left(\frac{\sigma_{bz} h}{\alpha_t E_{bd} \Delta t\, n \cdot f_e}\right)^2} - 1\right]} \quad \ldots \quad (4$$

Kürzt man ab

$$\frac{1}{n'} \left(\frac{\sigma_{bz}}{\alpha_t E_{bd}}\right)^2 = \nu,$$

so hat man:

$$x = n f_e \left[\sqrt{1 + \frac{2 h'}{n f_e} + \nu \left(\frac{h}{\Delta t \cdot n f_e}\right)^2} - 1\right] \quad \ldots \quad (4a$$

Für $\sigma_{bz} = 0$ erhält man daraus:

$$x = n \frac{F_e}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 h' b}{n F_e}} - 1\right]$$

d. i. die im allgemeinen verwendete Formel für x bei vollständig gerissener Betonzugzone.

Die rechnerische Rißtiefe ist

$$\underline{r = h - x - y} \quad \ldots \ldots \quad (5$$

b) Zahlenbeispiel. Für einen Eisenbetonschornstein seien die folgenden Zahlenwerte bekannt:

$h = 15$ cm, $h' = 9$ cm, $b = 25$ cm,
$F_e = 3 \varnothing 8 = 1{,}51$ cm², $\alpha_t E_{bd} = 1{,}4$, $n = 15$, $n' = 0{,}75$,
$\sigma_{bz} = 10$, 10 kg/cm², $\Delta t = 40^0$.

Es wird somit

$$x = \frac{15 \cdot 1{,}51}{25} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 9 \cdot 25}{15 \cdot 1{,}51} + \frac{1}{0{,}75} \left(\frac{10 \cdot 15}{1{,}4 \cdot 40 \cdot 15 \cdot 1{,}51}\right)^2} - 1\right]$$

$$= 0{,}907 \left[\sqrt{1 + 19{,}9 + 11{,}8} - 1\right] = 4{,}27 \text{ cm},$$

$$\sigma_{bd} = 1{,}4 \cdot \frac{40}{15} \cdot 4{,}27 = 15{,}9 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 21 \cdot \frac{40}{15} (9 - 4{,}27) = 265 \text{ kg/cm}^2,$$

$$y = \frac{10 \cdot 15}{0{,}75 \cdot 1{,}4 \cdot 40} = 3{,}57 \text{ cm},$$

$r = 15 - 4{,}27 - 3{,}57 = 7{,}2$ cm, ($r$ = rechnerische Rißtiefe).

Zum Vergleich seien die entsprechenden Werte für vollständig gerissene Betonzugzone ($\sigma_{bz} = 0$) berechnet:

$$x = 0{,}907 \left[\sqrt{1 + 19{,}9} - 1\right] = 3{,}24 \text{ cm},$$

$$\sigma_{bd} = 1{,}4 \cdot \frac{40}{15} \cdot 3{,}24 = 12{,}1 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 21 \cdot \frac{40}{15} (9 - 3{,}24) = 321 \text{ kg cm}^2,$$

$$r = h - x = 15 - 3{,}24 = 11{,}8 \text{ cm}.$$

c) Zum Vergleich werde die Berechnung bei Beanspruchung eines rechteckigen Querschnittes durch ein Biegungsmoment durchgeführt.

Will man in diesem Fall, ähnlich wie bei a), die Betonzugfestigkeit bis zu einer gewissen Größe $\sigma_{bz}$ berücksichtigen, so

erhält man als Bedingungsgleichung für x eine Gleichung 6. Grades, die das Biegungsmoment M enthält und deren Lösung sehr umständlich ist.

Eine einfache Lösung, die für viele Fälle eine genügende Annäherung bietet (die auch durch wiederholte Rechnung beliebig weit getrieben werden kann), erhält man, wenn man das Verhältnis der größten Betondruckspannungen $\sigma_{bd}$ zu den größten Betonzugspannungen $\sigma_{bz}$ gleich einer konstanten, bekannten Zahl setzt, wobei deren Größe durch Schätzung oder durch eine Versuchsrechnung zu ermitteln ist. Dann wird auch die Lage der Nullinie unabhängig von der Größe des Biegungsmomentes M.

Die eine Gleichgewichtsbedingung eines Querschnittes liefert mit den Bezeichnungen der Abb. 1c die folgende Gleichung:

$$\sigma_e F_e + \frac{1}{2} b y \sigma_{bz} = \frac{1}{2} b x \sigma_{bd}.$$

Es ist aber

$$\sigma_e = n \sigma_{bd} \frac{h' - x}{x} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (6$$

und

$$\sigma_{bz} = n' \sigma_{bd} \frac{y}{x}, \quad \text{d. h.} \quad y = \frac{x \sigma_{bz}}{n' \sigma_{bd}} \quad \ldots \ldots (7$$

Setzt man die Werte von $\sigma_e$ und y in die Gleichgewichtsbedingung ein, so wird

$$2 n F_e (h' - x) + b x^2 \frac{\sigma_{bz}^2}{n' \sigma_{bd}^2} = b x^2.$$

Nach Voraussetzung ist

$$\varkappa = \frac{\sigma_{bz}^2}{n' \sigma_{bd}^2}$$

bekannt, so daß in der Gleichung

$$x^2 - \frac{2 n F_e (h' - x)}{b (1 - \varkappa)} = 0$$

nur x allein unbekannt ist, das jetzt ist

$$x = \frac{n F_e}{b (1 - \varkappa)} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 b h'}{n F_e} (1 - \varkappa)} - 1 \right] \quad \ldots \ldots (8$$

Aus Gleichung (8) erhält man für $\sigma_{bz} = \varkappa = 0$ wieder die allgemein benutzte Formel für x bei vollständig gerissener Betonzugzone.

Aus der zweiten Gleichgewichtsbedingung des Querschnitts erhält man:

$$\sigma_e F_e \left( h' - \frac{x}{3} \right) + \sigma_{bz} \frac{b y}{2} \frac{2}{3} (x + y) = M$$

oder

$$n F_e \frac{h' - x}{x} \left( h' - \frac{x}{3} \right) \sigma_{bd} + n' \frac{b y^2}{3 x} (x + y) \sigma_{bd} = M.$$

Daraus folgt:

$$\sigma_{bd} = \frac{M x}{n F_e (h' - x) \left( h' - \frac{x}{3} \right) + n' \frac{b y^2}{3} (x + y)} \quad \ldots (9$$

Aus Gl. (7) ist y bekannt, so daß $\sigma_{bd}$ aus Gleichung (9) berechnet werden kann. Schließlich ergibt sich noch $\sigma_e$ aus Gleichung (6), so daß jetzt sämtliche Größen bekannt sind.

d) Zahlenbeispiel. Es seien dieselben Abmessungen des rechteckigen Querschnitts wie bei b) zugrunde gelegt.

$$\frac{\sigma_{bz}}{\sigma_{bd}} = \frac{10}{40}, \quad M = 12\,500 \text{ cmkg}$$

$$\varkappa = \frac{10^2}{0{,}75 \cdot 40^2} = 0{,}0834; \quad 1 - \varkappa = 0{,}917$$

$$x = \frac{15 \cdot 1{,}51}{25 \cdot 0{,}917} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 25 \cdot 9}{15 \cdot 1{,}51} \cdot 0{,}917} - 1 \right]$$

$$= 0{,}99 \left[ \sqrt{1 + 18{,}2} - 1 \right] = 3{,}33 \text{ cm}$$

$$y = \frac{3{,}33 \cdot 10}{0{,}75 \cdot 40} = 1{,}11 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{12\,500 \cdot 3{,}33}{15 \cdot 1{,}51 (9 - 3{,}33) \left( 9 - \frac{3{,}33}{3} \right) + 0{,}75 \frac{25 \cdot 1{,}11^2}{3} (3{,}33 + 1{,}11)}$$

$$= \frac{41\,700}{1013 + 34{,}2} = 39{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 39{,}8 \cdot \frac{9 - 3{,}33}{3{,}33} = 1015 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bz} = 0{,}75 \cdot 39{,}8 \cdot \frac{1{,}11}{3{,}33} = 9{,}97 \text{ kg/cm}^2$$

Für vollständig gerissene Betonzugzone hat man mit x = 3,24 cm:

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e \left( h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{12\,500}{1{,}51 \cdot 7{,}92} = 1044 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bd} = \frac{\sigma_e x}{n (h' - x)} = \frac{1044 \cdot 3{,}24}{15 \cdot 5{,}76} = 39{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

Die Spannungen ändern sich hier demnach nur wenig, wenn man die Betonzugspannungen bis zur Größe von 10 kg/m² berücksichtigt.

---

# WESERBRÜCKE BEI EISBERGEN.

*Von Dr.-Ing. Kulka, Hannover.*

***Übersicht:*** Beschreibung einer Straßenbrücke über die Weser von 132 m Gesamtlänge, die mit Rücksicht auf örtliche Verhältnisse im Freivorbau aufgestellt und aus gleichen Gründen als Kragträger ausgebildet werden mußte. Eingehende Schilderung des Freivorbaues, der Stromöffnung und der zur Erreichung guten Zusammenpassens der beiden gesondert vorgebauten Brückenhälften und der erforderlichen Überhöhung getroffenen Maßnahmen sowie rechnerische Begründung derselben.

Unterhalb Rinteln liegt an der Weser die kleine Gemeinde Eisbergen, deren Einwohner bedeutenden landwirtschaftlichen Grundbesitz auf dem gegenüberliegenden Ufer der Weser bewirtschaften. Den Verkehr zwischen den beiden Ufern vermittelte seit Jahrzehnten eine aus einem offenen Prahm bestehende Fähre, die mittels eines Drahtseilzuges bewegt wurde.

Diese einfache Beförderungsart hatte besonders zur Erntezeit außerordentliche Nachteile, da die Fähre nicht annähernd imstande war, die mit Ernte beladenen Wagen so rasch zu überführen, daß sie den Einflüssen der Witterung entzogen wurden. Die Einwohnerschaft hatte also das größte Interesse an der Erbauung einer festen Brücke und fand in ihrem Vorhaben tatkräftige Unterstützung bei dem zuständigen Landratsamt in Minden.

Durch den Opfersinn der Gemeindebewohner wurden denn auch bei entsprechendem Zuschuß der Regierung die erforderlichen Geldmittel gesichert und die Vertragstreue der ausführenden Firmen Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen sowie der A.-G. für Monierbau, Filiale Essen, ermöglichte die Ausführung des Bauwerkes vor Eintritt schwieriger wirtschaftlicher Verhältnisse, die den Bau später wohl verhindert hätten.

Da die Strombauverwaltung bezüglich des freizuhaltenden lichten Durchflußraumes des Weserstromes sehr strenge Anforderungen stellte, kam nur der Bau einer eisernen Brücke in Frage.

Das Studium der Baustelle ergab sehr bald, daß in der Montage der Kernpunkt der zu lösenden Aufgaben lag. Die Weser macht an dieser Stelle eine Kurve und der Schiffahrts-

betrieb erforderte eine weitgehende Sicherung der Brückenbaustelle. Eine überschlägige Berechnung ergab, daß die Kosten des dazu erforderlichen Leitwerkes und der Montagerüstung so hoch würden, daß der ganze Bau in Frage gestellt würde.

Diese Schwierigkeit drängte daher zu einem Montagewege, der so wenig wie möglich Gerüste in dem eigentlichen Strombette verwendete bzw. durch Vermeidung solcher Gerüste im Flußlaufe ein Leitwerk entbehrlich machte. Das Brückensystem mußte dieser Aufstellungsart angepaßt werden, und die Lösung der Aufgabe zeigt, daß gerade bei leichten Brücken für ähnliche Verhältnisse eine Freimontage die Eisenkonstruktion gegenüber anderen Bauweisen außerordentlich leistungsfähig macht.

Die Gestalt des Flußquerschnittes und die Hauptabmessungen des Bauwerkes sind aus der Abb. 1 ersichtlich, er ist gekennzeichnet durch das eigentliche Strombett, das bei einem Mittelwasser von + 49,99 eine ungefähre Breite von 70 m besitzt, und die anschließenden, allmählich ansteigenden Böschungen, die beiderseits ca. 30 m breit sind, so daß sich die Gesamtbreite der zu überbrückenden Öffnung mit ca. 130 m ergibt. Für die Vorarbeiten standen 4 Bohrlöcher zur Verfügung. Der Baugrund besteht aus einer Schieferschicht, die von einer 2—3 m starken Kiesdecke überlagert ist, auf welcher eine 2—3 m mächtige Lehmschicht ruht (Abb. 1).

Der klaren natürlichen Teilung des Flußquerschnittes entspricht auch die gewählte Stellung der Brückenpfeiler. Es ergaben sich zwei Landwiderlager und zwei Mittelpfeiler. Letztere liegen so, daß sie bei Mittelwasser noch trocken sind.

Die Gründung der Mittelpfeiler erfolgte unter dem Schutze von eisernen Spundwänden in offener Baugrube. Als Material für die Pfeiler wurde Stampfbeton verwendet. Die Rücksichtnahme auf die Montage führte zu dem in Abb. 1 dargestellten Kragträgersystem, das aus dem eingehängten Schwebeträger in der Mittelöffnung mit 44 m Stützweite, den beiden Kragarmen von je 11 m Länge und den beiden Kragträgern von je 33 m Stützweite besteht.

Die Hauptträger ruhen über den Strompfeilern auf je einem Festlager und einem Rollenlager, so daß die Lager des eingehängten Schwebeträgers als wirkliche Festgelenke konstruiert werden mußten. Die Fahrbahn (Abb. 2) der Brücke besteht aus Schotter auf einer Eisenbetonplatte, die sich unter den zur Zeit des Baues obwaltenden Preisverhältnissen etwas wirtschaftlicher erwies als eine Fahrbahntafel aus Eisen mit Sparbetonauflage. In der Ebene des Untergurtes liegt ein Windverband, der hauptsächlich das Ausrichten der Konstruktion während der Montage ermöglichen sollte. Die steife Eisenbetondecke ist selbst imstande, die Windkräfte des fertigen Bauwerkes mit genügender Sicherheit aufzunehmen. Ein oberer Windverband konnte vermieden werden. In den Seitenöffnungen und in den Kragarmen überwiegen im Obergurt die Zugkräfte, in dem eingehängten Schwebeträger ist die seitliche Knicksicherheit des Obergurtes durch halbrahmenartige Ausbildung des Brückenquerschnittes und kräftige Pfosten gewahrt (Abb. 2.) Aus gleichen Gründen konnte der Obergurt in den Seitenöffnungen und in den Kragarmen oben offen bleiben, dagegen wurde der Obergurt des Schwebeträgers oben durch eine durchlaufende Gurtdeckplatte abgeschlossen. Auf den Mittelpfeilern sind die Hauptpfosten durch einen Querrahmen zu Portalen ausgebildet.

Der Schwebeträger ist nicht in üblicher Weise durch feste Kipplager, sondern, da bei dem Freiverbau die Blindstäbe im Obergurt fest angeschlossen wurden und daher bedeutende Untergurtkräfte zu übertragen waren, durch Gelenke mit den Kragarmen verbunden. Die konsolartig den Gelenkbolzen

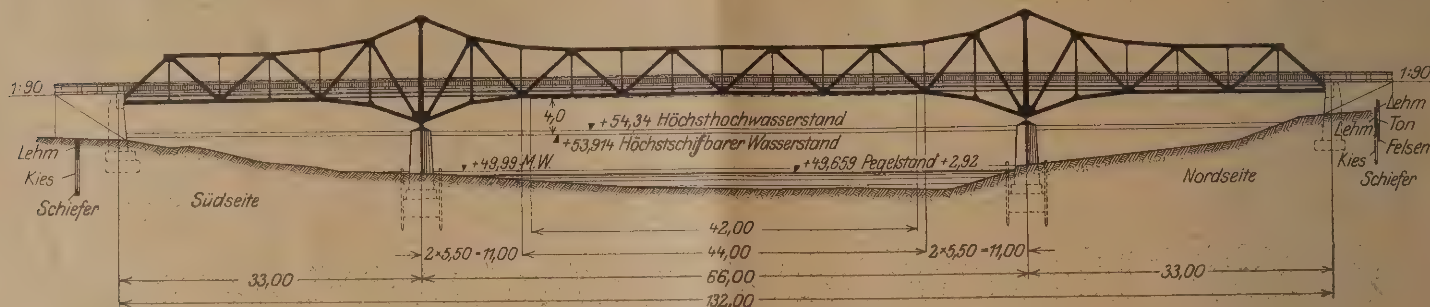


Abb. 1. Allgemeine Anordnung.

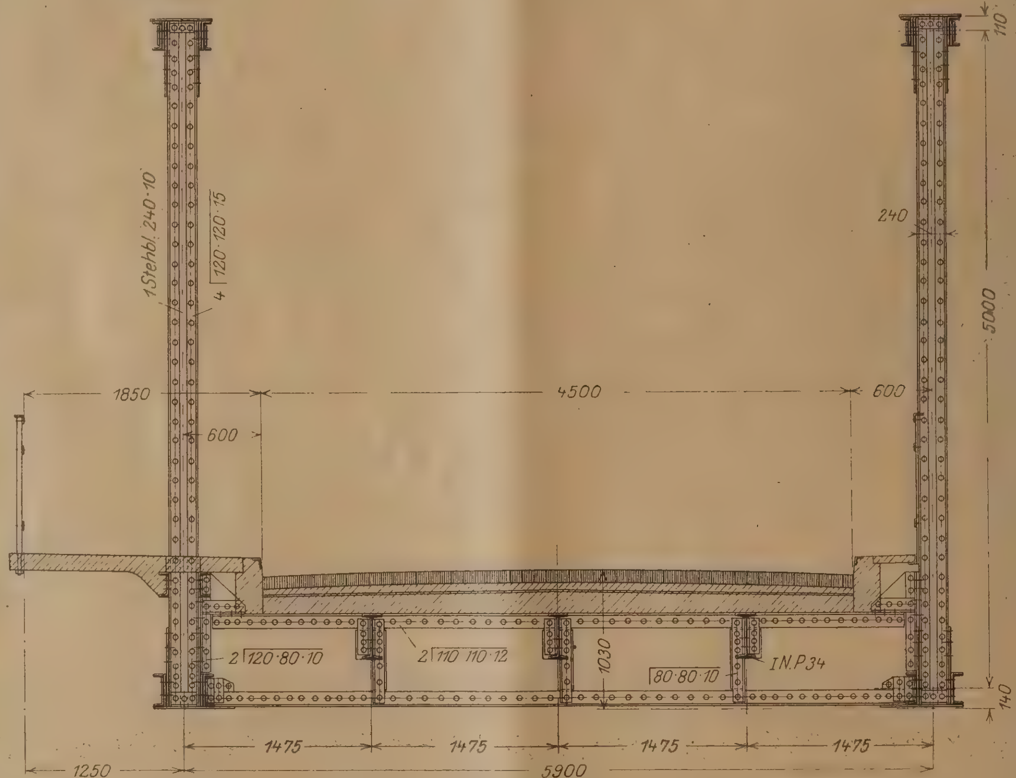


Abb. 2. Brückenquerschnitt.

übergreifenden Knotenbleche des ersten Untergurtknotenpunktes des Schwebeträgers sind 20 mm stark und durch aufgenietete Winkeleisen biegungsfest gemacht. Sie greifen über die beiden Knotenbleche des ersten Untergurtknotenpunktes am Kragarm und können infolge der versenkten Nietung an diesen Knotenblechen ohne Fuge gleiten.

Bei der Montage wurden nur die Voröffnungen fest eingerüstet, was sich ohne nennenswerte Schwierigkeiten durchführen ließ, da der betreffende Teil der zu überbrückenden Öffnung ganz trokken lag (Abb. 3 und 5.) Die Gerüstständer wurden auf Schwellen aufgesetzt, die auf dem gewachsenen Boden verlegt wurden. Der Form der unteren Gurtung entsprechend war das Gerüst treppenartig konstruiert. Die Mittelöffnung wurde ohne Zuhilfenahme einer Rüstung gleichzeitig von beiden Ufern aus frei vorgebaut.

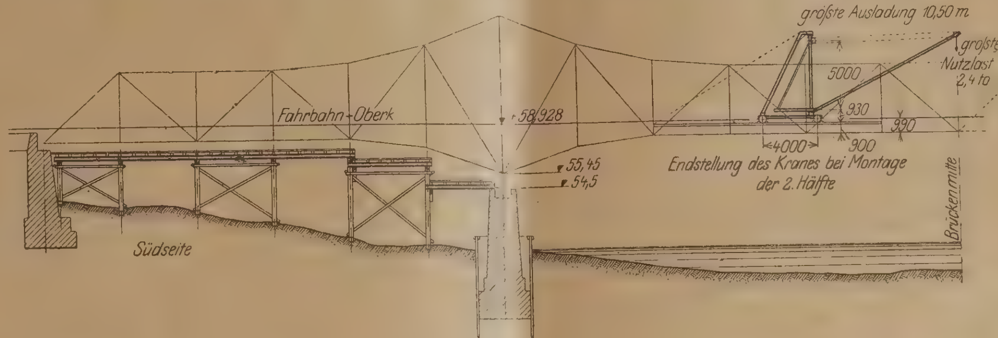



Abb. 3. Montagezustand.



Abb. 5. Montagezustand.

Für den Freivorbau wurden zwei eiserne Auslegerkrane benutzt, die fahrbar waren und bei einer Tragkraft von 2,4 t eine Ausladung von 10,5 m besaßen und deren Eigengewicht etwa 7000 kg betrug (Abb. 3 u. 4). Die Krane liefen auf einem Gleis, das mit 2,5 m Spurweite in der Mitte des Brückenquerschnittes angelegt war. Der Ausleger der Krane konnte mit der zugehörigen Drehsäule um 180° gedreht werden. Da die Krane leicht konstruiert sind, genügte ihr Eigengewicht nicht, zum vollen Ausgleich des Kippmomentes bei Vollast und größter Ausladung. Daher waren besondere Anker vorgesehen, welche die Träger der Kranfahrbahn umfaßten und durch welche die negativen Auflagerkräfte des Krangestelles auf die Fahrbahn und durch Vermittlung der Querträger auf die Hauptträger übertragen werden (Abb. 4). Zur größeren Sicherheit waren noch Rückhaltseile vorhanden.

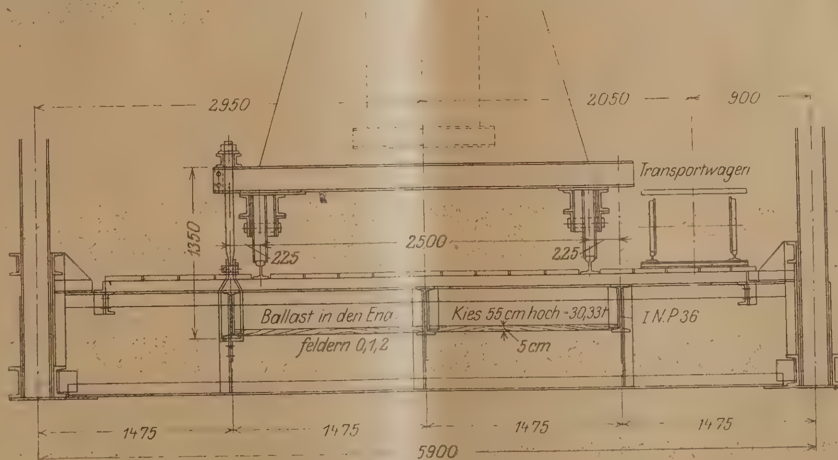



Abb. 4. Montagezustand.

Die Verwendung von Kranen mit Gegengewichten für die Freimontage leichter Brücken ist nicht ratsam, da die Gegengewichte das Eigengewicht des frei vorgebauten Teiles unverhältnismäßig stark belasten und ein Verfahren der Krane doch nur wenige Male in Frage kommt, wobei es sich stets leicht einrichten läßt, daß man von einer Kranstellung aus bei größeren Brücken ein vollständiges Brückenfeld, bei kleineren mehrere Felder vorbauen kann. Zu beachten ist allerdings, daß die Verlängerung des Kranauslegers im Grundriß stets zwischen die Richtung zweier Rückhaltseile fallen muß, damit diese nur Zugkräfte erhalten, was bei schmalen Brücken beschränkte Schwenkmöglichkeiten für den Ausleger ergibt.

Wenn auch theoretisch infolge der Symmetrie des freivorgebauten Brückenteiles mit den auf den festen Gerüsten erstellten Seitenöffnungen eine besondere Verankerung des Landwiderlagers während der Freimontage nur mit Rücksicht auf das Krangewicht notwendig gewesen wäre, wurde doch noch mit 70 vH Mehrlast gerechnet und am Landauflager dementsprechend Ballast aufgebracht (Abb. 4).

Die Baustoffzuführung zu den Montagekranen geschah auf Schmalspurgleisen, die seitwärts neben der Kranfahrbahn verlegt waren (Abb. 4).

Zum Schluß sollen noch einige Betrachtungen teils allgemeiner Art über die Durchbiegungsverhältnisse des Bauwerkes während der Montage angefügt werden. Da die Voröffnungen fest eingerüstet waren, konnten die erforderlichen Überhöhungen beim Zusammenbau genau berücksichtigt und überprüft werden.

Von Beginn des Freivorbaues an mußten aber infolge der stets veränderten Belastungsart verschiedene Bauzustände in bezug auf die Durchbiegung nachgeprüft werden, damit der Zusammenbau und das Vernieten tatsächlich in richtiger Lage erfolgte und das fertige Bauwerk die gewünschten Überhöhungsverhältnisse hatte.

Dabei sind folgende Zwischenzustände zu unterscheiden:

1. Freivorbau bis zu dem Gelenk.

2. Freivorbau über das Gelenk hinaus bei behelfsmäßigem Schluß des Gelenkes durch Verschrauben des später blinden Obergurtstabes, der dem Gelenkknotenquerstab zugeordnet ist.

Die mittleren Knotenpunkte des Untergurtes werden selbst bei genauester Überwachung des Bauvorganges im allgemeinen nicht so zusammenfallen, daß der Zusammenschluß ohne weiteres möglich ist. Es werden Verschiedenheiten in der Richtung der Brückenachse und in der Höhenlage vorkommen.

Die Beseitigung dieser Unterschiede in der Höhen- und Seitenlage der mittleren Knotenpunkte beider Brückenhälften wurde durch Heben und Senken bzw. wagerechtes Verschieben mittels hydraulischer Daumenkräfte, die dicht beim Landauflager angesetzt wurden, erreicht.

Durch den Zusammenschluß ohne Rücksichtnahme auf die Durchbiegungsverhältnisse ist aber noch nicht die richtige Höhenlage dieser Punkte erreicht, denn infolge der Durchbiegung der Brücke würde der vorher auf richtige Länge gebohrte mittlere Obergurtstab zu lang ausfallen. Bildet man ihn aber als Paßstab aus, so würde die Brücke aus gleichem Grunde nicht die richtige Höhenlage haben.

Man kann den Fehler auf zweierlei Weise beheben.

Man konstruiert den genannten Obergurtstab als Paßstab entsprechend der Durchbiegung der Kragarme, gibt aber der Brücke von vornherein eine solche Überhöhung, daß der so entstandene Fehler ausgeglichen wird. Der Wert dieser zusätzlichen Überhöhung läßt sich leicht rechnerisch ermitteln. Es handelt sich dabei um die Ermittlung des doppelten Wertes der relativen Horizontalverschiebung des mittleren Obergurtknotens gegen den mittleren Untergurtknoten. Diese Verschiebung ergibt sich aus einem Hilfsangriff durch ein Moment $\mathfrak{M}^0 = 1$ h, wobei h die Trägerhöhe in Brückenmitte bedeutet. Aus dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen folgt dann die gesuchte Relativverschiebung:

$$\delta_h = \sum S^0 \Delta s$$

wobei $S^0$ die dem Belastungszustande $\mathfrak{M}^0$ zugeordneten Stabkräfte des Fachwerkes, $\Delta s$ die Längenänderungen der Fachwerksstäbe für die Montagekräfte beim Zusammenschluß sind.

Der Wert der zu berücksichtigenden Zusatzüberhöhung in Brückenmitte ist demnach:

$$f = \frac{m\lambda}{h}\,\delta_h$$

wobei $m\lambda = \frac{l}{2}$ die halbe Stützweite der Mittelöffnung, $\lambda$ die Feldweite bedeutet.

Man kann aber auch dem Obergurtstabe in Brückenmitte in der Werkstatt die genaue Länge geben, dann aber die beiden Brückenhälften um die Auflagerpunkte B (Abb. 6) so lange kippen, bis das Maß f durch diese Hebung erreicht ist, und sodann den Stab einbauen.

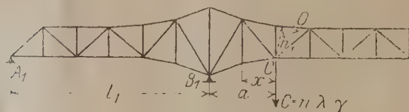



Abb. 6.

Dieser Vorgang ist auch hier gewählt worden.

Nach dem so erfolgten Schlusse in Brückenmitte wurden die den Gelenkpunkten C gegenüberliegenden Obergurtstäbe spannungslos gemacht durch Lösen der Verbindung bei gleichzeitigem Anheben der Trägerenden bei A. Das Lösen dieser Schraubenverbindung ohne gleichzeitiges Anheben der Trägerenden würde in dem Augenblick, wo die Schraubenverbindungen beim Entfernen der einzelnen Schrauben die Stabkraft nicht mehr aufnehmen können, zu einem Bruch der restlichen Schrauben und so zu einem heftigen Stoß im ganzen Bauwerke führen, denn es ist zu bedenken, daß beim Übergang des Bauwerkes aus dem Zustande nach erfolgtem Freivorbau in den endgültigen eine vollständige Änderung der Durchbiegungsverhältnisse eintritt.

Während der endgültige Zustand den in Abb. 6 skizzierten Belastungsfall für Kragträger und Kragarme gibt, muß zur Erreichung des Zustandes nach Beendigung des Freivorbaues der Belastungszustand durch das Moment $M = O\,h_1$ (Abb. 7) hinzugefügt werden, wobei O die im später blinden Obergurtstab über C herrschende Stabkraft bei Beendigung des Freivorbaues bedeutet.

Abb. 7.

Die Auflagerkraft des Schwebeträgers ist bei einer Montagelast $\gamma$ für 1 lfm: $C = n\,\lambda\,\gamma$, wobei 2 n die Feldzahl des Schwebeträgers, $\lambda$ die Feldweite bedeuten.

Dadurch entsteht ein Auflagerdruck bei A:

$$A_1 = -\frac{C\,a}{l_1}$$

mit $a = p\lambda$ wird:

$$A_1 = -\frac{n\,p\,\lambda^2\gamma}{l_1}$$

Durch den Belastungsfall nach Abb. 7 durch $O \cdot h_1 = M$ entsteht:

$$A_2 = -\frac{O\,h_1}{l_1}$$

und mit

$$O = \frac{n^2\lambda^2\gamma}{2\,h_1}$$

wird

$$A_2 = -\frac{n^2\cdot\lambda^2\cdot\gamma}{2\,l_1}$$

Vergleicht man die beiden, aus den einzelnen Ursachen sich ergebenden, gleichgerichteten Auflagerkräfte A, die allein für den Spannungszustand des Teiles AB maßgebend sind, miteinander, so wird:

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{2\,p}{n}$$

Im vorliegenden Falle bei $2\,p = n$ ist $A_1 = A_2$, d. h. der Einfluß des Trägerteils AB auf die Durchbiegung von C ist für den Fall des Freivorbaues doppelt so groß wie für das endgültige Bauwerk.

Auch der Einfluß des Kragarmes BC läßt sich für beide Fälle leicht vergleichsweise feststellen.

Im endgültigen Zustande wirkt für einen beliebigen Punkt des Kragarmes das Moment

$$M_1 = -C\,x = -n\,\lambda\,\gamma\,x \quad \text{(Abb. 6).}$$

Zur Erreichung des Zustandes am Ende des Freivorbaues tritt noch das Moment hinzu:

$$M_2 = -O\,h_1 = -\frac{n^2\,\lambda^2\,\gamma}{2}$$

Die beiden Momente verhalten sich also wie

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{2\,x}{n\,\lambda}$$

Im vorliegenden Falle ist der Größtwert der Veränderlichen:

$$x = \frac{n}{2}\,\lambda$$

der Größtwert von $M_1 = M_2$; für alle übrigen Knotenpunkte des Kragarmes ist aber $M_1 < M_2$, daher also der Einfluß des Kragarmes auf die Durchbiegung von C bei beendetem Freivorbau mehr als doppelt so groß wie im endgültigen Zustand nach Ausschaltung der blinden Stäbe über C. Faßt man die Wirkung von Trägerteil AB und Kragarm BC auf die Durchbiegung von C zusammen, so gilt die eben ausgesprochene Beziehung auch für die Summe der beiden Wirkungen.



Abb. 8 Fertiges Bauwerk.

Nach Einführung des endgültigen statischen Zustandes geht also die Durchbiegung von C um mehr als die Hälfte zurück.

Abb. 8 zeigt das fertige Bauwerk. Das Eisengewicht der ganzen Brücke beträgt rd 220 t, die Bauzeit betrug einschließlich Gründungsarbeiten ca. ein Jahr.

# EINHEITLICHE BEZEICHNUNGEN FÜR DIE ENTWÜRFE VON INGENIEURBAUWERKEN.

Die zwischen den Vertretern der berufenen Behörden und Körperschaften in der Sitzung am 16. Dezember 1922 einstweilen vereinbarten einheitlichen Bezeichnungen[1]) waren inzwischen durch Veröffentlichungen in den Fachzeitschriften und durch Zuschriften an den Unterzeichneten weiter so eingehend erörtert worden, daß der Zeitpunkt als gekommen angesehen werden konnte, die genannten einheitlichen Bezeichnungen endgültig festzusetzen. Die Vertreter der Bauingenieur-Abteilungen der deutschen technischen Hochschulen (Geheimer Regierungsrat Professor Dr.-Ing. ehr. Müller, Breslau, Geheimrat Professor Dr.-Ing. ehr. M. Foerster), des deutschen Eisenbau-Verbandes (Professor Kirchner), des Normenausschusses der deutschen Industrie (Professor Dr.-Ing. Gehler), des preußischen Ministers für Volkswohlfahrt (Ministerialrat Dr. Friedrich), des Eisenbahn-Zentralamtes (Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Kommerell) und des Reichsverkehrsministers (der Unterzeichnete) haben sich dann auch in einer Sitzung am 13. Juli d. J. auf die folgenden einheitlichen Bezeichnungen für die Entwürfe von Ingenieurbauwerken geeinigt und empfehlen diese Bezeichnungen allen in Frage kommenden Fachkreisen zur allgemeinen ausschließlichen Anwendung. Damit dürfte ein heiß erstrebtes Ziel erreicht und ein von allen einsichtigen Fachgenossen lang gehegter Wunsch erfüllt worden sein. Es steht nach Äußerungen von ausländischen Vertretern der Bauingenieurwissenschaft zu hoffen, daß auch ein großer Teil des Auslandes die neuen einheitlichen Bezeichnungen annehmen wird.

a) Mathematische Zeichen.

$=$ bedeutet „gleich“.
$\equiv$ = identisch mit.
$\neq$ = nicht gleich.
$\approx$ = nahezu gleich.
$\cong$ = kongruent.
$\sim$ = ähnlich.
$<$ = kleiner als.
$>$ = größer als.
$\infty$ = unendlich.
$\parallel$ = parallel.
$\#$ = gleich und parallel.
$\perp$ = rechtwinklig zu.
$\measuredangle$ = Winkel (z. B. $\measuredangle \alpha$).
$\sqrt{\ }$ = Wurzelzeichen.
$\Delta$ = endliche Zunahme.
$d$ = vollständiges Differential.
$\partial$ = partielles Differential.
$\Sigma$ = Summe von.
$\int$ = Integral.
, = Dezimalzeichen (Komma unten!). (Zur Gruppeneinteilung bei größeren Zahlen darf weder Komma noch Punkt verwendet werden.)
$+$ = plus, und.
$-$ = minus, weniger.
1. = erstens.
(1) = Numerierung von Formeln. (Die Formelnummern sollen stets am linken Rande des Textes stehen.)
% = vom Hundert.
‰ = vom Tausend.
$\overline{AB}$ = Strecke. $AB$.
$\widehat{AB}$ = Bogen. $AB$.
2° 3′ 4″ = 2 Grad 3 Minuten 4 Sekunden in der 360⁰-Teilung.
2° 3′ 4″ n. T. = 2 Grad 3 Minuten 4 Sekunden in der 400⁰-Teilung.

[1]) Vgl. „Der Bauingenieur“ 1923, S. 23 u. 24.

b) Zeichen für Maß- und Gewichtseinheiten.

$mm$ = Millimeter.
$cm$ = Zentimeter.
$dm$ = Dezimeter.
$m$ = Meter.
$km$ = Kilometer.
$mm^2$ = Quadratmillimeter.
$cm^2$ = Quadratzentimeter.
$dm^2$ = Quadratdezimeter.
$m^2$ = Quadratmeter.
$m^3$ = Kubikmeter.
$g$ = Gramm.
$kg$ = Kilogramm.
$t$ = Tonne.
$kg/cm^2$ = Kilogramm für das Quadratzentimeter.
$t/m^2$ = Tonne für das Quadratmeter.
$kgcm$ = Kilogrammzentimeter.
$tm$ = Tonnenmeter.

c) Bezeichnungen für Ausdrücke der Mechanik und Statik.

$\mathfrak{A}$ = Arbeit. ($\mathfrak{A}$ = großer deutscher Buchstabe, einziger deutscher Buchstabe.)
$V$ = Körperinhalt.
$\gamma$ = Raumeinheitsgewicht.
$G$ = Gewicht ($G = V \cdot \gamma$).
$g$ = Fallbeschleunigung.
$m$ = Masse $\left(m = \frac{G}{g}\right)$.
$v$ = Geschwindigkeit.
$\mu$ = Reibungszahl.
$t$ = Wärmegrade in Celsius.
$\varepsilon_t$ = Wärmeausdehnungszahl.
$\Delta l, \Delta s \ldots$ = Längenzuwachs.
$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}, \frac{\Delta s}{s}$ = spezifische Längenänderung $\left(\varepsilon = \frac{\sigma}{E}\right)$.
$E$ = Elastizitätsmaß für Zug und Druck.
$\gamma$ = Gleitung.
$G$ = Gleitmaß.
$F$ = Querschnitt ohne Nietabzug.
$F_n$ = Querschnitt mit Nietabzug.
$J$ = Trägheitsmoment ohne Nietabzug.
$J_n$ = Trägheitsmoment mit Nietabzug.
$W$ = Widerstandsmoment ohne Nietabzug.
$W_n$ = Widerstandsmoment mit Nietabzug.
$J_p$ = polares Trägheitsmoment.
$J_{xy}$ = Zentrifugalmoment für die Achsen x und y.
$S$ = statisches Moment.
$i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ = Trägheitshalbmesser.
$f$ = Durchbiegung.
$\ddot{u}$ = Überhöhung.
$S$ = Stabkraft.
$S_g$ = Stabkraft aus der ständigen Last.
$S_p$ = Stabkraft aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast.
$S_f$ = Stabkraft aus Fliehkraft.
$S_t$ = Stabkraft aus Wärmewirkung.
$S_b$ = Stabkraft aus Bremskraft.
$S_a$ = Stabkraft aus Anfahrwiderstand.
$S_s$ = Stabkraft aus Seitenstößen.
$S_r$ = Stabkraft aus Reibungskräften.
$S_w$ = Stabkraft aus Winddruck.
$\max S$ = größte Zugstabkraft.
$\min S$ = größte Druckstabkraft.

$S_1, S_2, \ldots$ = Stabkraft im Stabe mit der Stabziffer 1, 2, .....
$O$ = Stabkraft in einem Obergurtstabe.
$U$ = Stabkraft in einem Untergurtstabe.
$D$ = Stabkraft in einer Strebe.
$V$ = Stabkraft in einem Pfosten.
$S = +$ : bedeutet Zugstabkraft.
$S = -$ : bedeutet Druckstabkraft.
$M$ = Moment.
$M_g$ = Moment aus der ständigen Last.
$M_p$ = Moment aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast usw. sinngemäß wie bei S.
$\max M$ = größtes positives Moment.
$\min M$ = größtes negatives Moment.
$M_x$ = Moment an der Stelle x.
$M_1, M_2, \ldots$ = Moment im Knotenpunkt 1, 2, ....
$M = +$ : bedeutet positives Moment.
$M = -$ : bedeutet negatives Moment.
$Q$ = Querkraft.
$Q_g$ = Querkraft aus der ständigen Last.
$Q_p$ = Querkraft aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast usw. sinngemäß wie bei S.
$\max Q$ = größte positive Querkraft.
$\min Q$ = größte negative Querkraft.
$Q_x$ = Querkraft an der Stelle x.
$Q = +$ : bedeutet positive Querkraft.
$Q = -$ : bedeutet negative Querkraft.
$N$ = Längskraft.
$N_g$ = Längskraft aus der ständigen Last.
$N_p$ = Längskraft aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast, usw. sinngemäß wie bei Q.
$A, B$ = lotrechte Auflagerkräfte für Endstützen.
$C_1, C_2, \ldots$ = lotrechte Auflagerkräfte für Mittelstützen.
$A_g, B_g, C_{1g}, C_{2g} \ldots$ *usw.* = sinngemäß wie bei Q.
$H$ = wagerechte Auflagerkraft.
$R$ = Mittelkraft einer Kraftgruppe.
$K$ = Knickkraft.
$G$ = ständige Einzellast.
$g$ = gleichmäßig verteilte ständige Last für die Längeneinheit.
$P$ = Verkehrseinzellast.
$p$ = gleichmäßig verteilte Verkehrslast für die Längeneinheit.
$q$ = g + p.
$H_f$ = Fliehkraft.
$H_s$ = Seitenstoß.
$H_b$ = Bremskraft.
$H_a$ = Anfahrwiderstand.
$H_r$ = Reibungswiderstand.
$W$ = Windeinzelkraft.
$w$ = gleichmäßig verteilter Winddruck für die Längeneinheit.
$\sigma$ = Zug- oder Druckspannung.
$\sigma = +$ : bedeutet Zugspannung.
$\sigma = -$ : bedeutet Druckspannung.
$\sigma_{zul}$ = zulässige Normalspannung.
$\sigma_l$ = Lochleibungsdruck.
$\sigma_{l\,zul}$ = zulässiger Lochleibungsdruck.
$\sigma_B$ = Bruchspannung (höchste Spannung vor dem Bruch).
$\sigma_P$ = Spannung an der Proportionalitätsgrenze.
$\sigma_E$ = Spannung an der Elastizitätsgrenze.
$\sigma_S$ = Spannung an der Streckgrenze.
$\sigma_Q$ = Spannung an der Quetschgrenze.
$\sigma_K$ = Knickspannung.
$\sigma_{d\,zul}$ = zulässige Spannung bei Druckstäben.
$\tau$ = Scherspannung.
$\tau_{zul}$ = zulässige Scherspannung.
$\tau_B$ = Scherspannung beim Bruch.
$\varphi$ = Stoßzahl.
$\nu$ = Knicksicherheit.
$\omega$ = Knickzahl.

d) Bezeichnungen für die Abmessungen, Grundeinheiten und Gewichte eiserner Überbauten.

$l$ = Stützweite.
$w$ = Lichtweite.
$b$ = Breite, z. B. Mittenabstand zweier Hauptträger.
$h$ = geometrische Trägerhöhe, bei Fachwerkträgern: Abstand der Schwerlinien der beiden Gurtungen, bei Blechträgern: Stegblechhöhe, bei Walzträgern: Höhe der Träger.
$h_l$ = lichte Höhe, Durchfahrthöhe.
$h_b$ = Bauhöhe = Höhenunterschied zwischen Schienenoberkante oder Fahrbahnoberkante und Unterkante des Überbaues.
$f$ = Pfeilhöhe.
$r$ = Halbmesser eines Kreises.
$a$ = Fachweite.
$s$ = Stablänge.
$s_K$ = Knicklänge.
$\lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{\text{Knicklänge}}{\text{Trägheitshalbmesser}}$ = Schlankheitsgrad.
$o$ = Länge eines Obergurtstabes.
$u$ = Länge eines Untergurtstabes.
$d$ = Länge einer Strebe.
$v$ = Länge eines Pfostens.
$d$ = Durchmesser (bei Nieten: Durchmesser des Nietloches oder des geschlagenen Nietes).
$\varnothing$ = Bezeichnung für das Wort Durchmesser.
$t$ = Blechstärke.
$e$ = Nietteilung.
L 80 · 80 · 10 = gleichschenkliges Winkeleisen von 80 mm Schenkellänge und 10 mm Stärke.
L 80 · 160 · 12 = ungleichschenkliges Winkeleisen von 80 mm und 160 mm Schenkellänge und 12 mm Stärke.
╯ 100 · 12 = Quadranteisen von 100 mm Halbmesser und 12 mm Stärke der Rundung.
╯ 100 · 8 = Quadranteisen von 100 mm Halbmesser und 8 mm Stärke der Rundung.
⊥ 10 · 5 = ⊥-Normalprofil mit 10 cm Fußbreite und 5 cm Höhe.
I 40 = I-Normalprofil von 40 cm Höhe.
I *D* 40 = Differdinger Breitflanschträger von 40 cm Höhe.
I *Dd* 40 = dünnstegiger Differdinger Breitflanschträger von 40 cm Höhe.
I *P* 40 = Peiner Breitflanschträger von 40 cm Höhe.
[ 20 = [-Normalprofil von 20 cm Höhe.
[ *W* 30 = Wagenbauprofil von 30 cm Höhe.
¬L 12 = ¬L-Normalprofil von 12 cm Höhe.
_∩_ 9 = _∩_-Normalprofil von 9 cm Höhe.
⊔ $\frac{46 \cdot 14}{7}$ = Hespeneisen mit Abmessungen in mm.
I $\frac{381 \cdot 11{,}4}{146 \cdot 19}$ = unnormales I-Eisen mit Abmessungen in mm.
[ $\frac{381 \cdot 10}{86{,}4 \cdot 16{,}5}$ = unnormales [-Eisen mit Abmessungen in mm.

$\perp \frac{74\cdot 45}{5}$ = unnormales ⊥-Eisen mit Abmessungen in mm.
— 80 · 10 = Flacheisen von 80 mm Breite und 10 mm Stärke.
2 — 80 · 10 = 2 Flacheisen von 80 mm Breite und 10 mm Stärke.
Ø 10 = Rundeisen von 10 mm Durchmesser.
*Bl* 8 = Blech 8 mm stark.
*R Bl* 8 = Riffelblech von 8 mm Kernstärke.
*KS* 55 $\frac{45}{125}$ = Kranschiene der angedeuteten Form von 55 cm Höhe, 45 mm Kopf- und 125 mm Fußbreite.
*KS* 100 $\frac{85}{200}$ = Kranschiene der angedeuteten Form von 100 mm Höhe, 85 mm Kopf- und 200 mm Fußbreite.
200 · 10 = Flachwulst von 200 mm Länge und 10 mm Stegstärke.
70 · 150 · 8 = Wulstwinkel von 70 und 150 mm Schenkellänge und 8 mm Schenkelstärke.
200 · 130 = T-Wulst von 200 mm Höhe und 130 mm Fußbreite.
$G_F$ = Gewicht der Fahrbahn.
$G_G$ = ,, ,, Gehwege.
$G_B$ = ,, ,, Besichtigungsvorrichtungen.
$G_H$ = ,, ,, Hauptträger.
$G_Q$ = ,, ,, Quer- und Windverbände.
$G_L$ = ,, ,, Lager.

Dr.-Ing. ehr. Schaper.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

## Baustoffkunde.

**857.** Zur Petrographie des neuzeitlichen Portland-Zement-Klinkers. Von Prof. v. Glasenapp, Riga. Zement 1923, Nr. 18, S. 133—136. Veränderug des modernen Zementes gegenüber dem vor 20 bis 25 Jahren. Fehlen von Belit und Celit und andere Änderungen im petrographischen Aufbau.

**858.** Rohmehlfeinheit, Festigkeit, Treiben von Zement und verwandte Zusammenhänge. Von Dr. Kuhl, Berlin. Zement 1923, Nr. 21 u. 23, S. 155—158 u. S. 174—176. Bedeutung des Kalkhydrats.

**859.** Über die Wirkung von Traß in Mischung mit Portlandzement. Von Magistratsoberbaurat Dr. Herrmann, Berlin. Zement 1923, Nr. 24, S. 179 bis 181. Erwiderung auf Angriffe von Dr. Goslich in Nr. 5 1923 der Mitt. des Zement usw.

**860.** Traß in Mischung mit Portlandzement. Von Dr. Goslich, Berlin. Zement 1923, Nr. 19, S. 145—146. Scharfe Entgegnung auf einen Artikel von Magistratsoberbaurat Dr. Herrmann, Berlin in Nr. 23 der Mitt. für Zement, Beton und Eisenbeton.

**861.** Die Bedeutung der Luftgranulation der Hochofenschlacke nach dem Verfahren der Buderusschen Eisenwerke. Von Hüttendirektor Jantzen, Lollar. Stahl u. Eisen 1923, Nr. 25, S. 809—812. Anforderung an die Form der erkalteten Schlacke für Massentransport. Luftgranulierte Schlacke. Ihre Verwendung zu Baustoffen, besonders zu Zement. Ihre Vorteile gegenüber der wassergranulierten.

**862.** Dauerfestigkeit von Eisen und Stahl bei wechselnder Biegung, verglichen mit den Ergebnissen des Zugversuchs. Von Prof. Dr. Stribeck, Stuttgart. V. D. I. 1923, Nr. 26, S. 631—636. Die Dauerfestigkeit ist gleich dem arithmetischen Mittel zur Zugfestigkeit und Streckgrenze.

## Baumaschinen.

**863.** Fortschritte im Druckluftbetriebe von Baumaschinen. Von Baurat Dipl.-Ing. Thumb, München. Bautechnik 1923, Nr. 27, S. 276—278, 1 Abb. Vorzüge und Nachteile von Bohrmaschinen und Rammen mit Druckluft.

## Statik und Festigkeitslehre.

**864.** Betrachtungen über Größe und Richtung des Erddrucks. Von Dr.-Ing. Krey, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 24 u. 27, S. 219—222 u. 279—280, 7 Abb. Die verschiedenen Auffassungen über den „Begriff" Erddruck. Die Spannungsellipse. Der unberührte, seitlich unbegrenzte Erdkörper. Künstliche Erdauffüllungen. Richtung und Größe des Erddrucks. Kurzes Verfahren zur Berechnung.

## Brückenbau.

a) Allgemeines.

**865.** Die neuen Brückenbauvorschriften der American Society of Civil Engineers. Von Dipl.-Ing. Müllenhoff, Sterkrade. Zentralblatt 1923, Nr. 49/50, S. 289—292, 9 Abb. Auszug über chemische Zusammensetzung des Eisens, Abnahmevorschriften, Belastungen, zulässige Beanspruchungen usw. Vergleich mit den deutschen Vorschriften.

b) Hölzerne Brücken.

**866.** Die genaue Anspannung des Howe-Trägers mit einem einzigen Dehnungsmesser. Von Dr. Vinzenz, Prag. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1923, Nr. 25/26, S. 154—156. Einfache rechnerische Ermittlung der für jede Vertikale erforderlichen Teilspannung nach Anspannung einer beliebigen Vertikalen mit beliebiger Kraft.

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

**867.** Die Brücken der Chemin de fer de l'Est in Charleville. Von Jacquart. Le Ciment 1923, Nr. 3, S. 81—84, 6 Abb. Beschreibung der Bauausführung von armierten Betonbrücken. Die Herstellung der Gewölbe geschieht derart, daß zunächst leichte Blechträger aufgestellt werden, an die die Schalung gehängt wird. Dann bringt man Beton ein. Das so entstandene, stark bewehrte Gewölbe wird dann als Unterlage für das Aufbringen des zweiten, stärkeren Gewölberinges benutzt.

e) Eiserne Brücken.
Vgl. Nr. **865.**

## Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

**868.** Über Industriebauten. Von Prof. Dr. Hawranek, Büren. Mitt. d. Deutschen Ing.-Vereins Mähren 1923, Nr. 4, S. 50 usw. Richtlinien für die Zusammenarbeit von Bau-, Maschineningenieur und Architekt unter Führung des ersteren. Allgemeine Anordnung von Industriebauten. Wahl des Baustoffs. Widerstand gegen Schadenfeuer. Vergleich zwischen Eisen und Eisenbeton.

**869.** Docksilo aus Eisenbeton am Oberen See in den Vereinigten Staaten von Amerika. Railway Age, 2. 6. 1923, 3 S., 7 Abb. 350 Silotaschen mit je 315 t Fassung zur Zwischenlagerung von Erzen. Gründung auf Holzpfählen, Unterbau aus Eisenbeton, Tragwerk für die Taschen aus Eisen, Taschenwände aus fertigen Eisenbetonplatten. Gesamtlänge des Silos 630 m, Höhe 24,4 m über NW. Querschnitt mit Konstruktionseinzelheiten.

**870.** Zelt- und Kuppeldächer in Holz. Von Dr. Lewe, Berlin. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1923, Nr. 25/26, S. 149—153, 10 Abb. Zwei von der Firma Tuchscherer, Wien, ausgeführte größere Hallenbauten. Kuppeln von etwa 30 m Durchmesser.

**871.** Ausstellungshalle für Werkzeugmaschinen in Düsseldorf. Von Obering. Kraus. Mitt. über Zement usw. (D. Btz.) 1923, Nr. 10, S. 74 u. f., 7 Abb. Eisenbeton Zweigelenkrahmenbinder von 30 m Spannweite. Konstruktionsbeschreibung der Allg. Hochbau-Gesellschaft, A.-G. Düsseldorf.

**872.** Erweiterungsbau des Kraftwerkes Zukunft A.-G. in Weisweiler. Von Dipl.-Ing. Drechsel. Mitt. über Zement usw. D. Btz. 1923, Nr. 10, S. 73 u. f., 4 Abb. Kurze Angaben über einen Kohlenhochbunker mit 3000 t Fassungsvermögen, ausgeführt von der Firma Hüser & Co., Oberkassel-Siegkreis.

### Gründungsarbeiten usw.

873. Abgrenzung der Verantwortung von Eisenbaufirma und Bauunternehmung beim Grundmauerwerk und bei den Verankerungsteilen von Eisenbauwerken. Bautechnik 1923, Nr. 28, S. 287. Neue Regelung seitens der beteiligten Unternehmer-Verbände. Vgl. Nr. **863, 869.**

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

874. Ein elektrischer Wassergeschwindigkeitsmesser. Zentralblatt 1923, Nr. 51/52, S. 309. Beschreibung des hydrometrischen Meßflügels der drei schweizerischen Ingenieure Dubs, Bitterli und Fischer. (Nach Schweiz. Bzt. Nr. 12.)

875. Der Einfluß Bazins auf die Hydraulik. Von Charles Rabut. Annales des Ponts et Chaussées 1923 vom Januar u. Februar, S. 65—73. Verfasser, ein Schüler Bazins, schildert die Auswirkungen der Untersuchungen Bazins auf den neuzeitlichen Wasserbau.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

876. Dalbe für Hafen und Wasserstraßen. Zentralblatt 1923, Nr. 51/52, S. 310, 3 Abb. Beschreibung des Patents 338 106 der Baugesellschaft Möbius & Co., Charlottenburg. Eisenbetonhohlkörper mit großer Fußplatte.

877. Modellversuche für Tidebewegung. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Winkel, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 21, S. 193—195, 10 Abb. Bedeutung der laminaren und turbulenten Strömungen. Bisherige Versuchsgewinne und deren Nachteile. Neue Anlage in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin. Versuche für Geestemünde.

878. Die Hafenanlage in Duala (Kamerun). Von Dr.-Ing. Deichmann, Krümmel. Bautechnik 1923, Nr. 22, S. 203—205, 2 Abb. Bedeutung des Hafens und Stand des Ausbaues bei Kriegsausbruch.

879. Der Ausbau des Hunte-Ems-Kanals von Oldenburg bis Kampe. Von Reg.-Baurat Schmidt, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 23, S. 213—214. Bedeutung der Erschließung der Moore und jetziger Stand des Kanalprojektes.

880. Die Donau von Regensburg bis zur Reichsgrenze als Großschiffahrtsstraße. Von Ministerialrat Krenzer, München. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 3, S. 33—38, 6 Abb. Entwurf zur teilweisen Niederwasserregulierung und teilweisen Kanalisierung. Arbeitsplan und jetziger Stand der Arbeiten.

881. Ein neuer Nordseehafen Deutschlands. Von Ing. Grempe, Berlin. Tiefbau 1923, Nr. 54, S. 184. Vorlage des Preuß. Landtages zum Ausbau der Elbinsel Wilhelmsburg zwischen Norderelbe, Süderelbe und Kohlbrand. Veranschlagte Ausbaukosten 20½ Million Goldmark.

882. Die Regulierung der Sulinamündung der Donau. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Januar und Februar, S. 5—29, 3 Tafeln. Gutachten eines Ingenieurausschusses für die europäische Donaukommission, in der England, Frankreich, Italien und Rumänien vertreten sind, über die Maßnahmen zur Aufrechterhaltung der nötigen Fahrtiefe in der Fahrstraße der Sulinamündung. Bericht über die bisher ausgeführten Strombauten und ihren Erfolg. Vorschläge für die Verlängerung der bestehenden Dämme und Ausbaggerung einer neuen Fahrstraße.

883. Die selbsttätige Vorrichtung zur Wasserspeisung der 6. Schleuse des Kanals von Saint Denis. Von Suguet. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Januar und Februar, S. 30—41, 5 Abb. Beschreibung einer Vorrichtung zur selbsttätigen Regulierung und des Ausgleiches des Wasserstandes im Ober- und Unterwasser des Kanals.

884. Traffordkai am Manchesterkanal. Engineering, 8. Juni 1923, S. 703—705, 5 Sp., 1 Tafel, 14 Abb. Kai aus zwei Reihen Brunnen mit aufgesetzten, durchlaufenden Hohlkammern und dazwischen eingehängten Platten. Alles aus Eisenbeton und vorher in Einzelstücken bis 63 t Gewicht hergestellt und dann fertig versetzt. Hohlräume als Verkehrswege ausgenutzt. Genaue Konstruktionszeichnungen. Vgl. Nr. **869.**

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

885. Die Erhöhung und Verstärkung einer Staumauer. Von Reg.-Baurat Pfeiffer, Bautechnik 1923, Nr. 28, S. 287. Erwiderung auf Zuschrift von Dipl.-Ing. Marung in Nr. 15 betr. Gutachten der Akademie des Bauwesens.

886. Die Erhöhung der Talsperre der Stadt Nordhausen (Harz). Von E. Mattern, Potsdam. V.D.I. 1923, Nr. 25, S. 613—616, 8 Abb. Besprechung des Entwurfs. Wesentliche grundsätzliche Neuerungen zur Berechnung und Bauweise betr. Wasserunterdruck, Randspannungen, Gleitsicherheit und Gewölbewirkung.

887. Der Einfluß einer gefüllten Talsperre auf die Hochwasserwellen. Von E. Mattern, Potsdam. Zentralblatt 1923, Nr. 42/43, S. 262. Ergänzung zu einem früheren Aufsatze (vgl. S. 197 d. Bl.).

888. Einfache Theorie der Kaplanturbine. Von Prof. Dr. Baudisch, Wien. Wasserkraft 1923, Nr. 11, S. 131—134, 6 Abb. Theorie aufgebaut auf die Bernoullische Gleichung und Konstruktion der Prallturbine.

889. Die Wasserkraft im Leinekanal am Schloßberg zu Gotha. Von Senator Dr.-Ing. Schubert, Gotha. Städt. Tiefbau 1923, Nr. 7/8, S. 25—27. Untersuchung über die Ausbaumöglichkeit und Wirtschaftlichkeit. Ausbau kommt zurzeit nicht in Frage, da Leistung zu gering. $Q = 0,3$ sek/m, $H = 22,5$ m.

890. Ausbau der Wasserkräfte Nordmährens. Wasserkraft 1923, Nr. 6, S. 72. Angaben über eine Anlage in der Stillen Teß bei Winkeldorf-Reutenhau nahe der schlesischen Grenze. $Q = 550$ sl. $H = 125$ m. Mit den Bauarbeiten soll dieses Frühjahr begonnen werden.

891. Der Einfluß der Dichte des Mauerwerkes und der Neigung der Mauerböschung bei dreieckförmigen Staumauern. Von Grelot. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Januar und Februar, S. 47—64. Erörterungen zur Berechnung von Schwergewichtstalsperren.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

892. Verschiedene Ausbauten von Grubenstrecken in Beton und Eisenbeton sowie Ausführungsbeispiele. Von Rgbmstr. Kropf, Kassel. Zement 1923, Nr. 25, S. 188, 2 Abb. Zwei Querschnitte ausbetonierter Stollenstrecken.

893. Neues Verfahren zur genauen Massenermittlung bei Erdarbeiten. Von Rgbrt. Dr. Müller, Berlin. Zentralblatt 1923, Nr. 51/52, S. 305—306, 6 Abb. Verbesserte Form des Verfahrens zur Ermittlung der Erdmassen ohne Umwandlung der quergeneigten Profile in solche mit wagerechter Begrenzung. Ergänzung zu dem Aufsatze des Dipl.-Ing. Treiber, S. 102, 1. Bl.

### Straßenbau.

894. Beton als Straßendecke. Von Baudirektor Gleibe, Dresden, Bautechnik 1923, Nr. 27, S. 280. Erfahrungen der Stadt Dresden, die schon seit 1905 sogen. Zementmakadamstraßen baute und 86 000 m² zu Kriegsbeginn im Verkehr hatte.

895. Der Lastkraftwagenverkehr in der neuen Kraftfahrverordnung. Von Dr. Kes, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 27, S. 230—232. Grundsätzlich Neues der Verordnung vom 15. März 1923 gegenüber der vom 3. Februar 1910.

896. Die Verwendung kieselsauren Natrons als Bindemittel für die Befestigung der Landstraßen. Von Guelle. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Januar und Februar, S. 42—46. Bericht über Versuche in der Schweiz, wo sich diese Bauart seit drei Jahren bewährt hat, an Stelle von Teerungen, wo sich diese wegen der feuchten Beschaffenheit des Untergrundes nicht ausführen ließen.

897. Amerikanische Methoden beim Straßenbau. Engineering, 22. Juni 1923, S. 786, 4 Spalten. Unterschiede des Straßenbaues, namentlich der Landstraßen gegen europäische. Begründung durch geographische Verschiedenheiten.

### Eisenbahnbau und -betrieb.

898. Schwedischer und Norwegischer Eisenbahnoberbau. Von Oberrgbrt. Dr. Saller, Regensburg. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1923, Nr. 2, S. 31—33, 66 Abb., auf bes. Tafeln. Schienenprofile, Laschen, Schwellen.

899. Der einwandfreie Übergangsbogen. Von Oberbaurat Borschke, Wien. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1923, Nr. 3, S. 45—53, 16 Abb. Anrampung, die kubische Parabel als Übergangs- und als Scheitelbogen, die Lemniskate und ihre Vorteile.

908. Die Stellwerksanlage auf dem neuen Hauptbahnhof Stuttgart. Von Oberrgbrt. Rempsis, Stuttgart. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1923, Nr. 2, S. 25—31, 19 Abb. auf bes. Tafeln. Linienführung, Gleisanlage, Bezirkseinteilung, Einzelteile der Stellwerkanlage, Ausführung und Betriebsüberleitung.

**901.** Seil und Eisenbahn. Von Regbrt. Dr.-Ing. Bäseler, München. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 24, S. 389—391. Vorzüge und Nachteile bei Verwendung von Seilen auf Rangierbahnhöfen u. dgl.

**902.** Der Stand der Arbeiten für die Elektrisierung der österreichischen Bundesbahnen zu Beginn des Jahres 1923. Von Direktor Dittes. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 23, S. 376—379. Aufzählung vorhandener Kraftwerke und ausgebauter Strecken.

**903.** Durchgehende Güterzugbremse in Frankreich. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1923, Nr. 1, S. 20. Bericht nach Eng. September 1922. Erprobung der Bauarten Clayton-Hardy, Westinghouse und Lipkowski. Vorschlag, die Westinghousebremse einzuführen.

**904.** Die Verwendung von Motortriebwagen auf Schienengleisen. Bericht der vom Minister für Öffentliche Arbeiten in Frankreich berufenen Kommission. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Januar und Februar 1923, S. 74—107. Bericht über die Möglichkeit und die Vorteile der Verwendung von Motortriebwagen auf Eisenbahnen. Untersuchungen über die günstigste Bauart der Wagen und die Wirtschaftlichkeit dieser Verkehrsmittel. Ergebnisse der bisher angestellten Versuche.

**905.** Das Dispatchingverfahren auf einer eingleisigen Strecke der Chemins de fer d'Orléans. Von Piarrat. Révue générale des chemins de fers et des tramways 1923, Bd. 1, Nr. 6, S. 482—489, 4 Abb. Beschreibung der Ausführungsweise des von den Amerikanern übernommenen Zugleitungsverfahrens auf einer eingleisigen 123 km langen Strecke mit sehr lebhaftem Verkehr und ungünstigen Steigungsverhältnissen.

**906.** Die Einführung des elektrischen Betriebes auf den Bahnen der Chemins de Fer du Midi. Von P. Leboucher und H. Ledoux. Révue générale des chemins de fer et des tramways 1923, Bd. 1, Nr. 5, S. 373 bis 386, 13 Abb. Bericht über die elektrische Streckenausrüstung und die Anordnung der Kraftwerke.

**907.** Die Verwendung von Verbrennungsmotoren als Zugmittel auf Eisenbahnen. Von E. Brillié. Révue générale des chemins de fers et des tramways 1923, Bd. 1, Nr. 5, S. 387—414, 52 Abb. Beschreibung verschiedener Triebwagen. Ergebnisse von Versuchsfahrten und Vergleiche mit Dampflokomotiven.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

**908.** Einfluß der Versuchsgeschwindigkeit auf die Druckfestigkeit von Betonwürfeln. Von Dr. Saller. Zentralblatt 1923, Nr. 49/50, S. 298. Auszug aus einer Arbeit von Prof. Suenson, Kopenhagen, aus dem Ingeniören vom 17. Juni 1923. Vergleich und Kritik mit anderen Versuchen.

**909.** Über die Wirkung von Traß in Mischung mit Portlandzement. Von Mag.-Oberbaurat Dr. Herrmann, Berlin. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 10, S. 75—79. Zurückweisung von Angriffen, die Dr. Goslich in Nr. 7 der Mitt. gegen einen Aufsatz des Verfassers in Nr. 5 der Mitt. erhoben hat und Entgegnung von Dr. Goslich.

**910.** Vorausbestimmung der Festigkeitseigenschaften des Betons auf der Baustelle. Von Fr. E. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, Nr. 10, S. 79—80. Ausführliche Besprechung des neu im Verlag von Julius Springer, Berlin, erschienenen Buches von Otto Graf „Der Aufbau des Mörtels im Beton", das jahrlange Versuchsergebnisse und Erfahrungen aus der Materialprüfungsanstalt Stuttgart veröffentlicht.

**911.** Betonpfannen für die Versiedung von Kochsalz. Von Ziviling. Block, Charlottenburg. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 50, S. 303—304, 3 Abb. Verwendung eines Eisenbetongerinnes mit Dampfröhren zum Eindampfen von Solen in der Staatlichen Braunschweigischen Saline Schöningen. Erfahrungen in Amerika.

**912.** Belgische Ausführungsbestimmungen für Bauwerke in Eisenbeton. Le Ciment 1923, Nr. 2, 3, 4 u. 5, S. 43—46, 87—91, 121—125 u. 150—153. Veröffentlichung und Erläuterung des Entwurfes der Betonbestimmungen des belgischen Normenausschusses, die auf die französischen Bestimmungen von 1906 und auf die Ergebnisse neuerer Untersuchungen aufgebaut sind.

**913.** Die Anwendung des Betons für landwirtschaftliche Bauten. Von Marchal. Le Ciment 1923, Nr. 5, S. 139—140. Untersuchung der Gründe für die geringe Verbreitung der Betonbauweisen bei landwirtschaftlichen Bauten. Vorschläge für Anwendungsmöglichkeiten und Hervorhebung ihrer Vorzüge.

**914.** Die Anwendung des Eisenbetons für Bauwerke in den Kokereien. Von J. Campanakis. Le Ciment 1923, Nr. 4 u. 5, S. 105—108 u. S. 140—143, 15 Abb. Beschreibung der Bauausführung eines 25 m hohen Wasserturmes mit Jutrebehälter und eines Silogebäudes für 350 und 250 t Kohle.

**915.** Die Eisenbetonfrage auf dem internationalen Eisenbahnkongreß in Rom. Le Ciment 1923, Nr. 5, S. 148—150. Besprechung der Gründe für die geringe Anwendung des Eisenbetons zu Eisenbahnbrücken. Mitteilung der angenommenen Entschließung über die Verwendung von Beton.

Vgl. Nr. 857, 858, 859, 860, 861, 869, 871 und 872.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

**916.** Die Eisenindustrie Japans. Von Direktor Dr.-Ing. Rothny, Kobe (Japan). Stahl und Eisen 1923, Nr. 24, S. 777—82, Nr. 25, S. 813—22. Erz- und Kohlenvorräte, Wasserkräfte, Eigenbedarf an Roheisen und Stahl, Entwicklung der Eisenindustrie, Arbeiterfragen, Leistungen, Preise. Tabelle über die Hochofen- und Stahlwerke mit Angabe der Arbeiterzahl, Art der Erzeugnisse usw.

**917.** Große Blechkantenhobelmaschine mit elektrisch betätigter Spannvorrichtung. Von Obering. Sipmann, Düsseldorf. VDI. 1923, Nr. 26, S. 629 bis 630. 6 Abb. Beschreibung einer Maschine, die Einzelbleche, Blechpakete, Walz- und Universaleisen bis zu einer Länge von 13 m in einem Zuge bearbeitet. Vgl. Nr. 862.

### Holzbau.

Vgl. Nr. 870.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

**918.** Die Vereinheitlichung des Berliner Verkehrswesens. Von Stadtbaurat Dr. Adler. Berlin. Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1923, Nr. 23/24, S. 137—142. Seit 1920 durchgeführte Reformen, die eine Verbilligung der Betriebsführung erreicht haben.

**919.** Großstädtischer Städtebau. Von Conelius Gurlitt. Deutsche Bauzeitung 1923, Nr. 49, S. 237/38. Leitende Gedanken der Tagung der „Freien deutschen Akademie des Städtebaues", Leipzig 1. Januar 1923. Wie bekämpft man die Übervölkerung der Großstädte? Wie regelt man den durch das Kraftfahrzeug geschaffenen Verkehr?

**920.** Wiederaufbau der Grenzstadt Schirwindt. Von Stadtbaurat Blößner. Der Baumeister 1923, Nr. 5/6, S. 17—24 mit zahlreichen Abb. Grundlagen des neuen Bebauungsplanes und architektonische Ausgestaltung verschiedener Plätze und Straßenzüge.

**921.** Gesetzliche Grundlagen des Stadtbauplanes und der Bauzonen. Von Frank Backus Williams, New York. Zentralblatt 1923, Nr. 49/50, S. 296. Hinweis auf die Bedeutung dieses Werks und kurzer Auszug. Geschichtliche Darlegung und sachliche Untersuchung aller Rechtsfragen, die eine Grundlage bilden für die Planung und Durchführung von Stadterweiterungen.

**922.** Sumpfgasgewinnung aus dem Abwässer-Klärschlamm der Abwässer-Kläranlage Erfurt. Von Ing. Straßburger, Erfurt. Ges.-Ing. 1923, Nr. 25, S. 233—36. Ergebnis der 1912—23 durchgeführten Versuche. Beschreibung der Anlage und ihrer Leistung.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

**923.** Mit der Stoppuhr hinter dem Schaffner. Von Oberinspektor Winter, Wien. Taylor-Zeitschrift 1923, Nr. 1/3, S. 1/2. Zeitstudie bei der Ausgabe von Straßenbahn-Fahrscheinen.

**924.** Der Kurzfahrertarif auf den Münchener Straßenbahnen. Von Bauamtmann Bermüller, München. Verkehrstechnik 1923, Nr. 25, S. 200—12. Durchschn. Länge 1800 m. Fahrpreis für 1 Strecke 150 M., für 2 Strecken 250 M., darüber 350 M. (ab 24. März d. J.).

**925.** Neue Wagen auf elektrischen Bahnen in Amerika. Verkehrstechnik 1923, Nr. 25, S. 214. 1 Abb. Wagen ganz aus Eisen von 12 t Gewicht mit 60 Sitzplätzen bei Plattform in der Mitte des Wagens.

**926.** Neubau einer Untergrundbahnstrecke in Paris. Von Henri Ravizé. Le Ciment 1923, Nr. 3, S. 71—80, 20 Abb. und Nr. 4, S. 111—115, 8 Abb. Beschreibung der Bauarbeiten zur Verlängerung der Linie 7 längs der Seine und der Einrichtungen der Baustelle.

**Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.**

927. Beton-Schüttbauweise und Lamellendach. Von Prof. Dr. Grotte, Breslau. Zentralblatt 1923, Nr. 49/50, S. 293/94. 6 Abb. Hinweis auf die Bedeutung der von Stadtbaurat Zollinger eingeführten Bauweisen.

928. Leichtbetonbauweisen Galke-Johow. Zement 1923, Nr. 25, S. 188/89. Innen- und Außenwand aus 4 cm starken Schlackenbetonplatten von 0,5 × 0,5 m, die als Schalung für eine massive Schlackenbetonwand dienen.

**Bauunfälle.**

929. Bericht über eine Dienstreise nach Bayern zum Studium der Unfallverhütungstechnik. Tiefbau 1923, Nr. 44, S. 150—52, Nr. 45, S. 153—54 mit 6 Abb. Anführung vorschriftsmäßiger und vorschriftswidriger Ausführungen und bemerkenswerte technische Einzelheiten. Vgl. Nr. **868**.

**Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.**

— — — — —

**Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.**

930. Koalitionsrecht. Von Dr. Brunner. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 50, S. 396. Ausnutzung durch die Gewerkschaften. Bekämpfung der Auswüchse.

931. Haftet die Eisenbahn für Geldentwertung bei verlorenen Gütern? Von Justizrat Dr. Fuld. Zement 1923, Nr. 26, S. 198. Bejahendes Urteil des Landgerichtes Mainz.

**Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.**

932. Besuch der Technischen Hochschulen München, Dresden, Stuttgart, Karlsruhe, Darmstadt und Braunschweig im S.-S. 1922 und W.-S. 1922/23. Zentralblatt 1923, Nr. 49/50, S. 299. Tabellarische Zusammenstellung über Besuch und Verteilung auf die einzelnen Abteilungen. Von im ganzen 14 000 Studierenden waren im S.-S. 1922 1929 Bauingenieure, im W.-S. von 15 620 nur 1713.

Vgl. Nr. **863, 869**.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

### Zum Aufsatze des Privatdozenten Dr. Schlötzer „Geländevermessung durch Flugzeugaufnahmen".

Unter dieser Überschrift bringt Herr stud. ing. R. Starke in Heft 9 dieser Zeitschrift Ausführungen, welche sich weniger mit dem Artikel des Dr. Schlötzer beschäftigen, mehr aber mit einem Artikel, der unter meinem Namen in der „Illustrierten Flugwoche" vom 14. II. 1923 erschienen ist.

Dieser Artikel wurde von der Redaktion der „Illustrierten Flugwoche" ohne Fühlungnahme mit mir aus einer längeren von mir stammenden Arbeit zusammengestellt und dabei der Sinn meiner Ausführungen teilweise verändert. Für den in der „Illustrierten Flugwoche" erschienenen Artikel ist nach Form und Inhalt ausschließlich die Redaktion jener Zeitschrift verantwortlich. Meine Arbeit ist in den „Mitteilungen aus dem Markscheidewesen Jahrg. 1922, Heft 2 erschienen.

Die Ausführungen des Herrn stud. ing. R. Starke müssen in folgenden Punkten berichtigt werden:

1. Es ist nicht richtig, daß „für alle neuen Geräte zur Auswertung von Flugzeugaufnahmen charakteristisch ist, daß die entwickelten photographischen Platten so in Doppelprojektionsapparate eingelegt werden, daß sie zueinander und zur Vertikalen maßstäblich dieselbe Stellung einnehmen wie bei der Aufnahme".

Richtig ist vielmehr, daß

a) von einer Projektion der Bilder oder einzelner Bildpunkte auf einen Ort, der maßstäblich der Lage des Objektes im Raume entspricht, im optischen Sinn überhaupt nur bei den Instrumenten des Stereoplanigraphen-Types die Rede sein kann, während beim Autokartographen-Typ in diesem Sinn keine Projektion, sondern Richtungsmessung nach Koppe und Porro stattfindet,

b) bei keinem der Instrumente die gegenseitige Stellung der Platten und die zum Lot irgendetwas mit dem Maßstab zu tun hat,

c) bei keinem der bestehenden Instrumente außer dem Zeissischen Stereoplanigraphen die Orientierung der Platten gegeneinander und gegen die Projektionsfläche de facto die gleiche ist wie die bei der Aufnahme gegenüber einer Horizontalebene und daß eine solche Orientierung insbesondere für das Instrument der „Inag" erst durch Spiegelung erreicht werden kann.

2. Es ist nicht richtig, daß man bei Orientierung der Platten „ganz ohne Kenntnis der Lage irgendwelcher Punkte auskommen kann".

Richtig ist vielmehr, daß es durch die Arbeiten von S. Finsterwalder seit mehr als zwei Jahrzehnten Gemeingut der Wissenschaft geworden ist, daß eine gegenseitige Orientierung der Platten ohne gegebene Punkte möglich ist, daß die daraus gewonnene Rekonstruktion des Objektes aber weder gegen das Lot orientiert noch dem Maßstab nach bekannt ist, daß dagegen zur Orientierung gegen das Lot und zur gleichzeitigen Maßstabsbestimmung im allgemeinen die Kenntnis der Lage von wenigstens drei Punkten unerläßlich ist.

3. Es ist nicht richtig, daß

a) der bereits 1915 von Dr. Gasser erfundene „windschiefe Stereokomparator" mir „entgangen ist",

b) der Bauersfeldsche Stereoplanigraph nach denselben Prinzipien wie der „windschiefe Stereokomparator" gebaut ist und das Auswertegerät von Poivilliers „große Ähnlichkeit mit dem Stereoplanigraphen besitzt".

Richtig ist vielmehr, daß

a) der „windschiefe Stereokomparator" keine Lösung des Konstruktionsproblems darstellt, weil ihm eine zur wirklichen Lösung unbedingt nötige automatische Einstellungsmöglichkeit noch fehlt, daß dagegen der Hugershoff-Heydesche Autokartograph, der demselben Typ angehört, diese Möglichkeit besitzt und als richtige und erste tatsächlich ausgeführte Lösung dieses Types anzusprechen ist,

b) beim „windschiefen Stereokomparator" und dem Poivillierschen Gerät Bildmessung nach Koppe, nicht aber optische Projektion nach Scheimpflug beabsichtigt ist, also diese beiden Entwürfe nach anderen Prinzipien als der Stereoplanigraph konstruiert sind.

4. Es ist nicht richtig, daß ein Verfahren zur Lösung des Problems „von der Inag in längerer stiller Arbeit entwickelt und bereits mehrfach mit gutem Erfolg praktisch erprobt worden ist".

Richtig ist vielmehr, daß

a) die grundlegenden Versuche für eine Kartenherstellung durch Doppelprojektion 1896/97 von Th. Scheimpflug durchgeführt wurden,

b) Th. Scheimpflug 1910 anläßlich des Ferienkurses für Stereophotogrammetrie in Jena Herrn Prof. C. Pulfrich den Vorschlag machte, die in der Projektionsebene liegenden Punkte bei Doppelprojektion nach derselben Blinkmethode zu ermitteln, wie sie von Pulfrich erfunden worden war und in der Astronomie zum Aufsuchen veränderlicher Sterne dient,

c) diese Ideen von Pulfrich auf diesem und den folgenden Ferienkursen vorgetragen wurden,

d) Dr. Gasser, der „Erfinder" des Inagverfahrens, an einem eben dieser Ferienkurse teilnahm und im Jahre 1911 bei der Firma Carl Zeiss Versuche in dieser Richtung am Blinkmikroskop durchführte,

e) so weit es bekannt wurde, die Inag bis zum Februar 1923 über dieses Entwicklungsstadium nicht wesentlich hinausgekommen war, sie vielmehr im Februar 1923 von der Firma Carl Zeiss zu Versuchen mit stereoskopischer Projektion nach der 1858 von d'Almeida erfundenen Methode angeregt wurde und ihr dazu Hilfsmittel und Studienmaterial überlassen wurde. Insbesondere wurde bei diesem Anlaß die Inag auf die Möglichkeit einer Steigerung der Genauigkeit durch abwechselnde Benützung des ortho- und pseudostereoskopischen Effektes (Raumblinken) hingewiesen, nachdem diesbezügliche Versuche bei der Firma Zeiss längst abgeschlossen waren.

f) die Inag die Scheimpflugschen Ideen noch gar nicht bis zu ihren letzten Konsequenzen entwickelt hat, die darin bestehen, das Objekt durch Projektion unmittelbar räumlich zu rekonstruieren, während die Lösung dieser Aufgabe durch farbige Projektion und Betrachtung nach d'Almeida leicht erreicht werden kann, wenn man die Projektion nicht auf eine Ebene, sondern auf eine leicht formbare weiße Masse (z. B. Gipsmehl oder weißen Ton) vornimmt und das Relief nun unmittelbar aus der bestrahlten Masse herausarbeitet, wobei das Raumblinken die Genauigkeit merklich zu steigern gestattet.

5. Es ist nicht richtig, daß „nur wenige Menschen gut stereoskopisch sehen können".

Richtig ist vielmehr, daß die überwiegende Mehrheit der Menschen gut stereoskopisch sieht.

6. Nicht richtig ist, was Herr stud. ing. R. Starke über die Konstruktion des Photoperspektographen im Zusammenhang mit den Scheimpflugschen Versuchen sagt.

Richtig ist vielmehr, daß

a) Scheimpflug sehr früh erkannte, daß nach seinem — jetzt von der Inag propagierten — Verfahren nur Senkrechtaufnahmen bearbeitet werden können, nicht aber Schrägaufnahmen,

b) Scheimpflug deshalb Schrägaufnahmen auf die gleichen geometrischen Verhältnisse wie Senkrechtaufnahmen umprojizieren wollte und aus diesem Grund den Photoperspektographen konstruierte,

c) Th. Scheimpflug sowohl wie sein Mitarbeiter Kammerer sich bis zuletzt mit dem Problem der Doppel- und Mehrfachprojektion beschäftigten.

7. Nicht richtig ist, daß die Methode der Inag „keinerlei Präzisionsarbeit im Bau der Bewegungsmechanismen der Apparate erfordert", daß „beim Orientieren der Platten die Bewegungen weder in bestimmten Richtungen noch um bestimmte Punkte erfolgen",

daß „keinerlei Skalen nötig sind", daß die Bewegung der Zeichenfläche „nur beim Übergang von einer Höhenschicht zur anderen stattfindet".

Richtig ist vielmehr, daß

a) gerade auf den Bewegungsmechanismus der während der Arbeit bewegten Zeichenfläche eine sehr große Präzision verwendet werden muß,

b) die Projektionsapparate in einer Art Theodolitachsensystemen drehbar und außerdem verschiebbar sein müssen,

c) die zwischen den Projektionsapparaten und der Zeichenfläche herzustellenden Beziehungen eine außerordentlich stabile Befestigung erfordern, so daß die Projektionsapparate an eigens eingemauerte Doppel-T-Träger, der Bewegungsmechanismus aber auf gemauerter oder betonierter Unterlage befestigt werden muß oder eine schwere Eisenkonstruktion zur Verbindung von Projektionsapparaten und Zeichenfläche erforderlich ist,

d) wenigstens die Bewegung der Zeichenfläche durch eine „Skala" oder gleichwertige Einrichtung gemessen werden muß,

e) beim Zeichnen der Situation mit deren wechselnder Höhenlage auch die Zeichenfläche ständig verstellt werden muß.

8. Nicht richtig ist, daß durch das „fast völlige" Verschwinden der Präzisionsmechanismen beim Inaggerät „die größte Präzision bei der Kartenherstellung gewährleistet wird", die Instrumente „leicht und schnell" gehandhabt werden können und Senkrechtaufnahmen „sich mit dem Inag-Doppelprojektor am leichtesten auswerten lassen".

Richtig ist vielmehr, daß

a) das Inagverfahren nur Kartenskizzen zu liefern gestattet, weil es leidet:

α) im allgemeinen unter Unschärfe der Projektion,

β) unter Fehlern, welche aus der Unebenheit und ungleichen Höhe der Projektionsfläche entstehen,

γ) unter der Undeutlichkeit der Projektion nach Diapositiven,

δ) unter der Undeutlichkeit der Projektion im auffallenden Licht auf mehr oder weniger rauher Projektionsfläche (fehlende Einzelheiten auf gleichmäßig beleuchteten Flächen und im Schatten),

b) das Inagverfahren im Verhältnis zu anderen wesentliche Mehrarbeit bei der Kartenherstellung verursacht, weil mit dem Inaggerät

c) überhaupt nur Senkrechtaufnahmen ausgearbeitet werden können, nicht aber Aufnahmen mit größeren Nadirdistanzen der optischen Achse.

α) nur Diapositive ausgearbeitet werden können, nicht aber Originalnegative,

β) nur in sehr großen Masstäben — etwa 1 : 1000 bis 1 : 2500 — projiziert werden kann, Karten in kleineren Maßstäben aber erst durch Pantographieren oder Photographie hergestellt werden müssen,

9. Nicht richtig ist, daß ich über die Genauigkeit des sogenannten Inagverfahrens „inzwischen zu einer besseren Ansicht gekommen" bin.

Richtig ist vielmehr, daß ich mich in noch erhöhtem Maße von der geringen Genauigkeit des Verfahrens überzeugt habe, das Verfahren in dieser Form dagegen als ein vorzügliches Demonstrationsmittel erachte, um einem Unerfahrenen die Grundbegriffe der Luftphotogrammetrie zu vermitteln.

Jena, den 20. Juni 1923. Dr. Otto v. Gruber.

## Die Cappelen-Brücke über den Mississippi in Minneapolis.

(Bericht nach Engineering News Record Bd. 90 Nr. 4 vom 25. Januar 1923.)

In der Stadt Minneapolis geht z. Z. eine Eisenbeton-Bogenbrücke der Vollendung entgegen, die nicht nur ihrer großen Abmessung wegen,

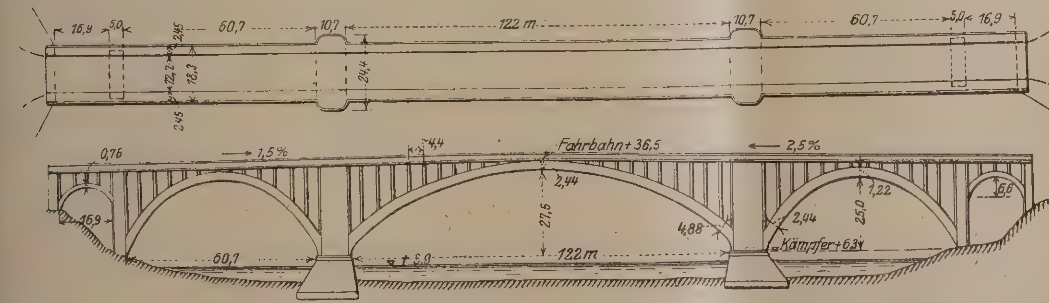



Abb. 1. Cappelen-Brücke über den Mississippi in Minneapolis.

sondern auch durch die Art ihrer Ausbildung bemerkenswert erscheint. Die zu Ehren des jetzt verstorbenen Entwurfverfassers, des Stadtingenieurs Cappelen benannte Brücke überquert den Mississippi als neue Verbindung zweier stark besiedelter Stadtteile an Stelle einer vor 30 Jahren erbauten eisernen Brücke, die den gesteigerten Verkehrsbedürfnissen nicht mehr gewachsen war. Die Cappelen-Brücke stellt mit einer Spannweite der Hauptöffnung von 122 m im Lichten (der größten bisher bekannten Spannweite bei Beton-Bogen) ein bedeutendes Ingenieurbauwerk dar.

Am Standort der Brücke liegt der Fluß mit einer Breite von rd 275 m in 30 m hohe Ufer aus Kalkstein eingeschnitten, während in der Flußsohle Sandstein ansteht. Die alte eiserne Brücke mit nur 5,50 m Fahrbahnbreite besaß eine Hauptöffnung von 92 m und 4 Nebenöffnungen von 53 m. Für die neue Brücke wurde die Fahrbahnbreite der Zufahrtstraßen mit 12,20 m zugrunde gelegt. Die Rücksicht auf eine möglichst lange Lebensdauer und eine gute monumentale Erscheinung in einer parkartigen Umgebung forderte eine Betonbogenbrücke an Stelle der eisernen. Für die Wahl der Öffnungsweiten war neben dem Erfordernis eines mindestens 90 m breiten Schiffahrtsweges der den ganzen Entwurf beherrschende Gesichtspunkt maßgebend, eine möglichst weitgehende Ausnutzung der bestehenden eisernen Brücke einesteils für den Verkehr bis zur Vollendung des neuen Verbindungsweges, andernteils für die Herstellung der neuen Brücke zu erzielen. Die Verfolgung dieses Grundgedanken führte zu einer Aufteilung der Bogenkonstruktion der neuen Brücke in 2 Bogenrippen, zwischen welche die alte eiserne Brücke zu liegen kam und zu einer Hauptöffnung von 122 m



Abb. 2. Cappelen-Brücke im Bau (oben: die alte eiserne Brücke).

lichter Weite, die die Pfeiler der alten Brücke in sich schloß. Außerdem wurde die Fahrbahn um rd 3 m höher gelegt. Die anschließenden beiden Seitenöffnungen erhielten rd 61 m Spannweite. Da man der Ansicht war, daß eine niedere Pfeilhöhe in den Seitenöffnungen die gute Gesamterscheinung der Brücke beeinträchtigen würde, so legte man die Bogenscheitel auch hier sehr hoch und nahm dafür einen verhältnismäßig geringen Ausgleich des Horizontalschubes der Hauptöffnung in Kauf; hierdurch mußte der Zwischenpfeiler ziemlich kräftig und mit einer starken einseitigen Verbreiterung der Gründung ausgebildet werden.

Mit Ausnahme dieser Einschränkung, wo die konstruktive Durchbildung sich einer gewünschten äußeren Formgebung anzupassen hatte, waren allein technische Gesichtspunkte für den Entwurf maßgebend; die gute Wirkung dieses Ingenieurbauwerkes beruht hauptsächlich in der einfachen Durchbildung der Bauelemente, bei denen das technisch Notwendige ohne wesenfremdes schmückendes Beiwerk in Erscheinung tritt.

Der von der alten Brücke in Anspruch genommene Raum verlangte einen leichten Abstand der beiden Bogenrippen von rd 7,6 m. Die Rippenbreite beträgt 3,65 m, so daß bei einer Fahrbahnbreite von 12,20 m und bei 2 Gehwegen von 2,45 m mit 0,60 m Geländerbreite eine beiderseitige Auskragung von je 1,70 m vorliegt.

Die Bogenkämpfer liegen über H. W., d. h. 1,5 bis 1,8 m über M.W. Die Bogenform ist angenähert parabolisch. Die Bogenrippen weisen folgende Abmessungen auf:

| | lichte Spannweite | lichte Pfeilhöhe | Scheitelstärke | Kämpferstärke | Breite |
|---|---|---|---|---|---|
| Hauptöffnung: | 122 m | 27,5 m | 2,44 m | 4,88 m | 3,65 m |
| 2 Nebenöffnungen: | 60,7 m | 25 m | 1,22 m | 2,44 m | 3,65 m |

Die Bewehrung der Bogen (rd 0,8 vH) wurde mit Rücksicht auf Einfachheit des Verlegens und richtige Lage der Eisen als steife Bewehrung gewählt; in jeder Rippe liegen 5 durch Querversteifungen miteinander verbundenen Längsfachwerke, deren Gurtstäbe aus je 2 L-Eisen bestehen.

Die Pfeiler sind ¾ m tief in den Sandstein eingelassen ohne besondere Verzahnung; die größte Bodenpressung beträgt rd 5 kg/cm².

Ursprünglich war beabsichtigt, die Balken für die Aufnahme der Fahrbahn fertig auf dem Werkplatz herzustellen und dann in ausgesparte Nischen der Querwandstützen über den Bogenrippen einzulagern; später stellte sich das Betonieren am Ort als zweckmäßiger heraus. Die Deckenbalken haben einen Querschnitt von 63/137 cm und nehmen die Belastung von rd 33 m² der Fahrbahn auf. Die Platte, die für sich hergestellt wurde, ist unter der Straße 30 cm und unter den Fußwegen 22 cm stark und besitzt alle 9 m eine Trennungsfuge. Für die Fahrbahn wird Holzpflaster verwendet.

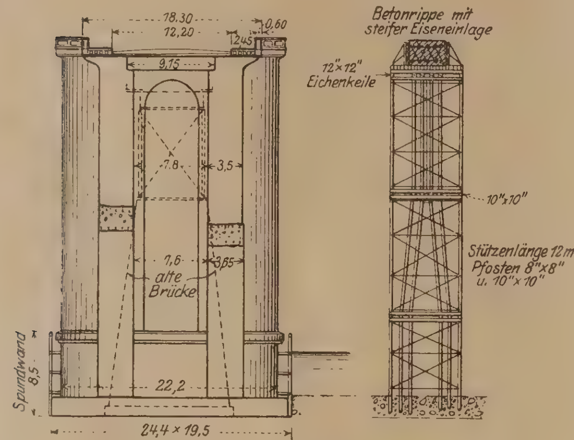



Abb. 3. Querschnitt und Lehrgerüst.

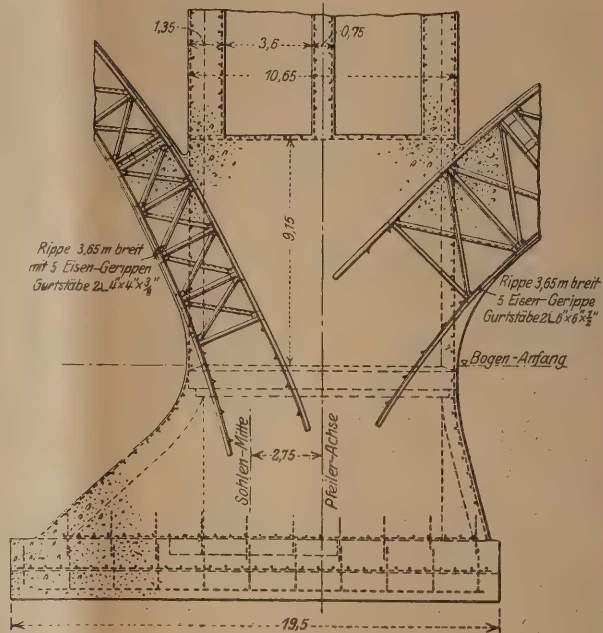



Abb. 4. Zwischenpfeiler nach Berechnung der Bogenrippen.

Die Bogenrippen sind als eingespannte Gewölbe nach der Elastizitätstheorie untersucht. Als Belastungen wurden eingesetzt: Für die beiden Straßenbahngleise 4-achsige 40 Tonnenwagen, und zwar für die Berechnung der Platte und der Balken die Achslasten als Einzellasten mit einem Stoßzuschlag von 25 vH und für die Berechnung der Gewölbe eine gleichmäßig verteilte Last von rd 600 kg/lfm Gleis; außerdem 500 kg/m² (bzw. 400 kg/m²) als verteilte Last außerhalb des 6 m breiten Belastungsstreifens der Straßenbahnwagen.

Die größten Beanspruchungen in den Bogen betragen rd 42 kg/cm² einschließlich Wärmespannungen; für die Platten sind 45 kg/cm² bzw. 1120 kg/cm² als zulässig in Rechnung gestellt.

Die beiden Bogenrippen wurden hintereinander hergestellt, um die Lehrgerüstkosten zu verringern. Beim Betonieren der großen Öffnung wurde eine Senkung des Bogenscheitels um 5,7 cm infolge Nachgeben des Lehrgerüstes beobachtet; beim Ablassen des Lehrgerüstes nach 6 Wochen sind weitere, aber geringe Senkungen festgestellt worden, über deren Größe aber keine Angaben vorliegen. Die alte eiserne Brücke wurde zur beschränkten Aufrechterhaltung des öffentlichen Verkehrs und als Baustoffzufuhrbahn bis zum Betonieren der Fahrbahnplatte belassen.

Das Bauwerk erforderte rd 23 000 m³ Beton, die sich folgendermaßen verteilen: große Bogen 3130 m³; 2 Nebenbogen 2220 m³, die großen Pfeiler 4400 bzw. 5550 m³, kleine Pfeiler, kleine Seitenöffnungen und Widerlager zusammen 3750 m³; Stützen und Balken 2300 m³ und die Platte 0091 m³.

W. Lydtin, Dipl.-Ing.

### Schnell-Spar-Bauweise System Weidl.

Von den auf der letzten Baumesse in Leipzig ausgestellten Sparbauweisen verdienten die vom Ing. Weidl, Leipzig vorgeführte Handstampfmaschine und die durch sie erzeugten Hohlsteine besondere Beachtung. Die Maschine benötigt zwei Arbeiter und stellt in ca. zwei Minuten durch nur zwei Handgriffe je einen Hohlstein von ca. 16 kg Gewicht her, der der Größe nach 7½ Normalziegeln entspricht und bei einem Mischungsverhältnis von 1:13 etwa 60 kg/qcm Druckfestigkeit erreicht. Wärmewirtschaftlich soll eine 27 cm starke Weidl-Wand einer 51—63 cm starken Normalziegelmauer entsprechen. Die Form der Steine und der Ziegelverband geht aus den beigefügten Abbildungen hervor.

Leh.

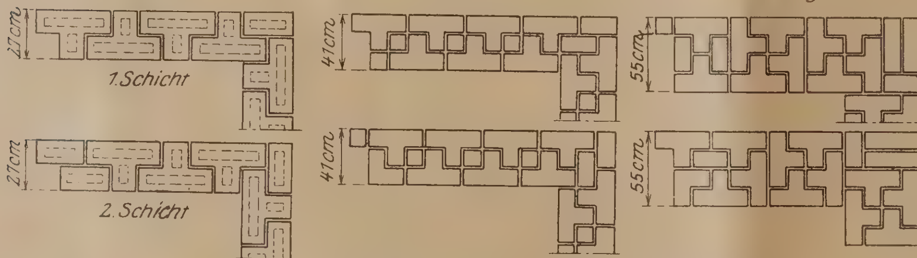



Abb. 1 — 3. 27,41 und 55 cm starke Weidl-Wand.

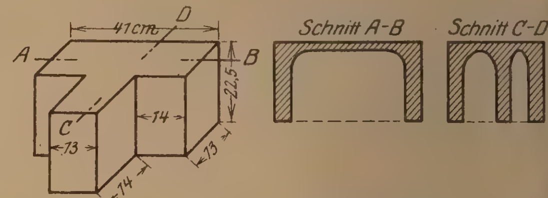



Abb. 4. Weidl-Hohlstein.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN USW.

### Internationaler Straßenkongreß.

Vom 7. bis 12. Mai hat nach 10jähriger Pause der 4. internationale Straßenkongreß in Sevilla stattgefunden, auf dem Großbritannien, die Vereinigten Staaten von Nordamerika, Canada, Frankreich, Spanien, Italien, Belgien, Schweiz, Niederlande, Dänemark, Schweden, Bulgarien, Rumänien, Tschechoslowakei, Japan, Argentinien und andere südamerikanische Republiken vertreten waren. Der letzte derartige Kongreß hat 1913 in London getagt. Zur Bewältigung des Verhandlungsstoffes — über 60 Berichte waren an den Kongreß gelangt — waren 2 Abteilungen gebildet worden: 1. Bau und Unterhaltung von Straßen, 2. Verkehr. Seit London ist die Straßenfrage, namentlich durch das riesige Anwachsen des Kraftwagenverkehrs, in ein ganz neues Stadium eingetreten, mit vollkommen neuen Anforderungen an die bauliche Herstellung der Straßen, zugleich in Rücksicht auf die schwierige Beschaffung der Mittel in vielen Ländern. Deshalb standen besonders die bautechnischen Erörterungen: die Verwendung von Maschinen beim Bau und bei der Unterhaltung, die Betonstraßendecke, die Teer- und Asphaltbahn und die Frage der Verlegung von Straßenbahngleisen in den verschiedenen Straßendecken im Mittelpunkt der Verhandlungen.

Besonders ausführlich waren die Berichte und Aussprachen über die Betonstraßen. Amerika ist allen anderen Ländern weit

voran. Die erste Betonstraße wurde dort vor 28 Jahren gebaut und ist bei sehr geringen Unterhaltungskosten noch im bestem Zustande (in Bellefontaine). Heute gibt es in Amerika rund 50 000 000 qm Betonstraßendecken. (Bei 6 m Straßenbreite rund 8000 km.) Ihre starke Aufnahme in allen amerikanischen Staaten wird darauf zurückgeführt, daß überall geeignete Baustoffe leicht erreichbar sind und die Herstellung geringen Aufwand an Maschinen und sonstigen besonderen Hilfsmitteln erfordert. Abweichungen in den Ansichten der Ingenieure bestehen nur noch über das Mischungsverhältnis, die Höhe des Wasserzusatzes u. dgl., also über Fragen, die im Laboratorium durch Versuche geklärt werden können. Bevorzugt werden Mischungsverhältnisse ähnlich 1:2:3. Auch über die Bewehrung von Betonstraßendecken sind die Ansichten noch geteilt. Im allgemeinen geht man nur dort zu Eiseneinlagen über, wo die übliche Betonstärke von 15 cm dem Verkehr nicht mehr gewachsen zu sein scheint, diese also vergrößert werden müßte. Es ist mehr eine Kostenfrage, ob man dann armiert. Gebräuchlich sind 2 Arten von Armierung: eine leichte, die sich mit kurzen Einlagen an den Rändern der Betonplatten und an den Stoßfugen begnügt, und eine schwerere, die entweder als leichtes Netz dicht unter der Oberfläche liegt und die Platte beim Entstehen von Sprüngen ähnlich wie bei Drahtglas zusammenhalten soll, oder die als schwereres Geflecht von Rundeisenstäben, 5,6 kg/qm, ebenfalls dicht unter der Straßenhaut liegt und die Tragfähigkeit der Betonplatte verstärken soll. Außerdem wird in neuster Zeit noch eine doppelte Bewehrung befürwortet und namentlich bei Überlandstraßen mit Kraftwagenverkehr in hohem Maße angewendet. Die Einlagen werden als Drahtgeflechte in Stoßlängen fertig eingesetzt und sofort einbetoniert. Sie werden treffend „Vogelkäfig" genannt und besitzen mindestens 7 kg Eisen auf 1 qm Fläche.

In Großbritannien kommt die Betonstraße erst in Aufnahme. Die bisherigen Erfahrungen scheinen weniger ermutigend zu sein. Namentlich ist die Fugenfrage noch nicht hinreichend geklärt.

Canada besitzt heute bereits über 1000 km Betonstraßen. Vor allem wird die Widerstandsfähigkeit gegen die starken Temperaturschwankungen gerühmt, die etwa 60° C betragen.

Frankreich hat Versuche mit einer Eisenbetonstraße gemacht, bei der auf einer stärkeren Unterschicht aus Magerbeton eine dünne, mit Rundstäben armierte Oberschicht sehr fetter Mischung aufgelegt wird. Diese Bauart scheint sich zu bewähren und weiter angewendet werden zu sollen. —

Einen breiten Raum in den Verhandlungen nehmen ferner die maschinellen Hilfsmittel für den Straßenbau in Anspruch. Drei englische Maschinenfabriken hatten eine kleine Ausstellung von Betonmischmaschinen, Transportgeräten, namentlich Schmalspurbahnen für Bauten, und anderen Hilfseinrichtungen veranstaltet. Etwas wesentlich Neues und Wichtiges scheint aber weder gezeigt noch verhandelt worden zu sein. (Engineering, vom 11. und 18. Mai 1923).

Gl.

---

# PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

## A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. Mai 1923.

Kl. 20 f, Gr. 47. L 57 169. Walther Lange, Hannover-Waldhausen. Zuglängenmesser für Eisenbahnzüge. 16. I. 23.

Kl. 20 h, Gr. 6. W 60 876. Albert Waschke und Friedrich Grotjohann, Weitmar bei Bochum. Aufgleiser für entgleiste Eisenbahnwagen. 11. III. 22.

Kl. 35 b, Gr. 1. B 106 776. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Kabelkrananlage. 13. X. 22.

Kl. 84 b, Gr. 1. M 80 789. Arthur H. Müller, Blankenese. Schiffsschleuse mit Einrichtung zum schnellen Füllen und Entleeren der Kammer. 10. III. 23.

Kl. 84 c, Gr. 1. W 55 933. August Wolfsholz, Preßzementbau Act.-Ges., Berlin. Verfahren zum Abschließen einer Baugrube durch Eisenbetonspundwände. 5. VIII. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. Mai 1923.

Kl. 5 c, Gr. 3. Sch 59 769. Eberhard Schäfer, Lünen a. d. Lippe. Verfahren zum Herstellen von Schachtaufbrüchen im Bergbau. 25. X. 20.

Kl. 19 a, Gr. 2. R 54 506. Max Rüping, Gut Sonnenburg bei Freienwalde a. d. Oder. Verfahren zur Ausfütterung oben einseitig ausgeweiteter Löcher bei Holzschwellen. 26. XI. 21.

Kl. 84 a, Gr. 6. M 75 914. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Recheneinrichtung für Wasserkraftwerke usw. 1. XII. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 24. Mai 1923.

Kl. 20 a, Gr. 12. F 52 966. Josef Feldmüller, Bochum, Ewaldstr. 17. Ausgleichvorrichtung für Seilbahnantriebe. 24. XI. 22.

Kl. 84 b, Gr. 1. F 46 368. Emanuel Franz, Smichow b. Prag; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. A. Lang, Pat.-Anw., Berlin W 15. Aufenthaltlose Schiffahrtschleuse mit Querspiegelung. 27. II. 20.

Kl. 85 c, Gr. 6. K 78 651. Dipl.-Ing. Heinrich Keppner, Mauerkircherstr. 31 und Dr.-Ing. Walter E. Fischer, Kochstr. 7, München. Vorrichtung zur Entnahme von Faulwasser aus mit seitlich eingebauten Absetzbecken versehenen Schlammfaulräumen. 4. VIII. 21.

Kl. 85 d, Gr. 12. B 99 121. Ernst Burkhalter, Bern, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Bodenventil für Brunnen. 2. IV. 21. Schweiz 29. I. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 28. Mai 1923.

Kl. 5 b, Gr. 12. A 38 029. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Tagebauanlage mit Bagger- und Förderbrücke. 21. VI. 22.

Kl. 19 a, Gr. 10. R 55 106. Fernand Radelet, Brüssel; Vertr.: E. Peitz u. Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Schienennagel mit seitlichen Flügeln. 14. II. 22. Belgien 22. XI. 21.

Kl. 19 a, Gr. 19. E 25 394. Heinrich Enax, Leipzig-Gohlis, Pariser Straße 15. Schienenstoßverbindung bei Querschwellenoberbau. 26. VI. 20.

Kl. 19 c, Gr. 7. H 79 235. Julius Hartkopf, Bottrop b. Essen, Ruhr. Anschluß des Pflasters an den Straßenbahnoberbau. 3. XII. 19.

Kl. 20 h, Gr. 4. A 35 212. Anhaltische Kohlenwerke, Hauptverwaltung, Halle a. S. Sicherheitsvorrichtung zum Stillsetzen von Eisenbahnzügen. 4. IV. 21.

Kl. 20 i, Gr. 5. A 37 438. Arminius Vertriebsgesellschaft m. b. H., Coswig, Sa. Weichensicherung; Zus. z. Pat. 361 611. 29. III. 22.

Kl. 20 i, Gr. 19. L 56 324. Peter Lauber, Cappellen, Geldern und Fritz Maseler, Crefeld, Hülser Str. 35. Selbsttätige Schrankenschließ- und Öffnungsvorrichtung für Eisenbahnstrecken. 26. VIII. 22.

Kl. 20 i, Gr. 36. B 108 624. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Streckenblockierung für zwei selbsttätig auf ein und demselben Strange in beiden Richtungen verkehrende Wagen. 24. II. 22.

Kl. 20 k, Gr. 7. M 77 594. Carl Zellermann, Berlin, Holsteiner Ufer 17. Elektrischer Schienenverbinder. 28. IV. 22.

Kl. 20 k, Gr. 20. S 61 640. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Siemensstadt-Berlin. Einrichtung zum Schutze der Isolatoren, gegebenenfalls auch der Leitungen elektrischer Bahnen in Tunneln. 14. XII. 22.

Kl. 37 b, Gr. 4. R 52 566. Richard Hawke Rogers, London; Vertr.: J. P. Schmidt und O. Schmidt, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Einlage für Eisenbetondecken. 15. III. 21. England 15. III. 20.

Kl. 37 b, Gr. 5. St 36 448. Dipl.-Ing. Julius Strecker, Eßlingen a. Neckar. Zum Aufhängen von Lasten dienendes Trageisen für Betondecken. 18. XII. 22.

Kl. 37 f, Gr. 3. W 57 463. Wayß & Freytag, Neustadt a. Haardt. Auskleidung für Behälter und Leitungen aus Beton, Eisenbeton oder Mauerwerk in Zementmörtel. 7. II. 21.

Kl. 37 f, Gr. 8. L 54 938. Luftschiffbau Zeppelin G. m. b. H. und Paul Jaray, Friedrichshafen a. B. Luftschiffhallenanlage mit frei aufgestellten Wänden. 10. II. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. K 82 428. Dr.-Ing. Franz Kreuter, München, Römerstraße 21. Eine Vorrichtung zum Abbremsen von Hochdruckwasserkräften; Zus. z. Pat. 310 249. 23. VI. 22.

Kl. 84 a, Gr. 4. H 90 673. Otto Herberger, München, Trappentreustraße 38. Magnetisch hochgeschleuderter Schläger zum Ausziehen von Pfählen und Spundwänden. 31. VII. 22.

Kl. 84 d, Gr. 2. D 41 908. Deutsche Werke Akt.-Ges., Berlin. Getriebe für Baggerlöffel. 14. VI. 22.

Kl. 85 e, Gr. 8. S 60 722. Société des Tuyaux et Agglomorés Centrifuges, Paris; Vertr.: E. Peitz u. Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verbindung von Kanalisationsrohren durch umgebördelte, über Dichtungsringe greifende Blechhülsen. 30. VIII. 22. Frankreich 29. IX. 21.

## B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. Mai 1923.

Kl. 5 d, Gr. 5. 377 193. Wilhelm Ackermann, Essen, Frau-Bertha-Kruppstr. 1. Vorrichtung für den Anschluß von Abbaustrecken an Bremsberge. 24. X. 22. A. 38 691.

Kl. 19 a, Gr. 24. 377 206. Elfriede Kohlus, geb. Schmitz und Ingeborg Käthe Kohlus, Plettenberg i. W. Doppelhakenklemmplatte mit Keilbefestigung für Grubenschienen. 28. X. 21. K 79 616.

Kl. 19 a, Gr. 24. 377 207. Walter Murmann, Hamborn, Duisburger Straße 301. Schienenbefestigung für Kleinbahnen auf Holzschwellen. 3. IX. 21. M 75 030.

Kl. 19 a, Gr. 31. 376 946. Siemens-Schuckert-Werke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Verfahren zum Metallisieren der Enden von Eisenbahnschienen. 28. IV. 22. S 59 593.

Kl. 19 c, Gr. 3. 377 292. Wilhelm Reiner, Berlin-Tempelhof, Schönburgstr. 8. Verfahren zum Herstellen und Ausbessern von Belägen und Deckschichten aus Stampfasphalt. 16. VII. 21. R 83 487. Österreich 14. VII. 14 u. 30. V. 16.

Kl. 20 c, Gr. 15. 277 186. Heinrich Polzin, Grube Siegfried b. Deuben, Kreis Weißenfels, Carl Doerr, Zeitz und Dr.-Ing. Joachim Rathjens, Scopau bei Merseburg. Vorrichtung zum Festhalten eines Kippwagens auf den Schienen während der Entleerung des Ladeguts. 7. XII. 21. P 43 338.

Kl. 20 i, Gr. 11. 377 035. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Vorrichtung zur Herstellung der Abhängigkeit an elektrischen Stellwerken. 16. V. 22. S 59 779.

Kl. 20 i, Gr. 35. 376 949. Lloyd Espenschied, New York, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Elektrische Zugdeckungsanlage. 19. IV. 22. E 27 996.

Kl. 37 b. Gr. 3. 376 891. J. Degenhardt G. m. b. H., Berlin. Ankerschiene für Eisenbetondecken. 25. VIII. 21. D 40 264.

Kl. 37 b, Gr. 5. 377 304. Gebr. Himmelsbach Akt.-Ges., Freiburg, Baden. Verbindungsstück für die Stiele von Doppelmasten. 2. XII. 21. H 87 950.

Kl. 65 a, Gr. 32. 377 334. Harry Thomson, Motherwell, England; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler und Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Landungsbrücke. 23. VI. 22. T 26 684. England 23. VI. 21.

Kl. 80 b, Gr. 1. 377 098. Rekord-Zement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M. u. Oskar Tetens, Örlinghausen, Lippe. Verfahren zur Herstellung von verbesserten, insbesondere wasserdichten und in Bezug auf Quellen und Schwinden regelbaren hydraulischen Bindemitteln. 12. VI. 21. R 53 240.

Kl. 80 b, Gr. 3. 376 927. Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk. Verfahren zur Herstellung hydraulischer Bindemittel aus Brennstoffrückständen im Röstsinterkonverter. 29. IX. 22. M 79 096.

Kl. 80 b, Gr. 6. 376 999. Dr. Rudolf Hennicke u. Kaliwerke Salzdethfurt Akt.-Ges., Salzdethfurth. Verfahren zur Gewinnung eines mit Wasser abbindenden Mittels aus Anhydrit; Zus. z. Pat. 376 001. 22. X. 20. H 82 821.

Kl. 80 b, Gr. 6. 377 000. Dr. Rudolf Hennicke u. Kaliwerke Salzdethfurth Akt.-Ges., Salzdethfurth. Verfahren zur Gewinnung eines mit Wasser abbindenden Mittels aus Anhydrit; Zus. z. Pat. 376 001. 17. VII. 20. H 82 911.

Kl. 84 a, Gr. 1. 377 004. August Seboldt, Halle a. S., Blumenthalstraße 13. Schiffahrtskanal. 28. III. 22. S 59 358.

Kl. 84 c, Gr. 5. 376 929. Baugesellschaft Möbus & Co., G. m. b. H., Charlottenburg. Verfahren zum Verlegen der wasserdichten Einlage bei Wänden von Unterpflastertunneln. 21. XII. 18. B 88 042.

Kl. 84 d, Gr. 2. 377 103. Heinrich Toussaint, Kiel, Werftstr. 124, Hugo Fluck, Hamburg, Spaldingstr. u. Deutsche Werke Akt.-Ges., Berlin. An der Hinterseite der mit dem Löffelstiel fest verbundenen Löffelrückwand angelenkter Baggerlöffel. 25. VIII. 21. T 25 749.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. Mai 1923.

Kl. 19 a, Gr. 28. 377 525. Albert Höing, Königsteele. Gleishebebock. 30. VIII. 22. H 90 977.

Kl. 20 i, Gr. 11. 377 526. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Kupplung für Zusatzflügel mehrflügeliger Signale. 19. V. 22. S 59 59 837.

Kl. 20 i, Gr. 36. 377 477. Robert Edward Stopford Venables, London; Vertr.: E. Peitz u. Dipl. Ing. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Einrichtung zum selbstätigen Ordnen und Leiten von Schienenfahrzeugen. 9. I. 21. V 16 169. England 10. I. 20.

Kl. 35 b, Gr. 1. 377 622. Heinrich Rieche, Cassel-W., Kunodstr. 60. Auslegerkran. 14. XI. 22. R 57 231.

Kl. 37 b, Gr. 5. 377 403. Karl Korbsch, Tarnowitz, Polen; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Zimmerstädt, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Ringdübel für gelenkige Holzverbindungen. 18. XI. 21. K 79 899.

Kl. 84 c, Gr. 4. 377 517. Paul Sander & Co., A.-G., Berlin-Tempelhof. Schlauchaufhängung für Dampframmen. 18. V. 21. S 56 448.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. Mai 1923.

Kl. 19 a, Gr. 10. 377 824. American Spike Company, New York; Vertr.: G. Dedreux und A. Weickmann, Pat.-Anwälte, München. Schienennagel mit Längsrippen. 22. IV. 20. A 33 323.

Kl. 19 a, Gr. 11. 377 825. Friedrich Sommer, Rendsburg, Holstenstraße 2. Schienenbefestigung; Zus. z. Pat. 342 509. 23. III. 21. S 55 933.

Kl. 19 a, Gr. 28. 377 750. Max Rüping, Gut Sonnenburg bei Freienwalde a. d. Oder. Vorrichtung zum Einschlagen von Dübeln in Eisenbahnschwellen. 25. II. 21. R 52 427.

Kl. 20 i, Gr. 5. 377 827. Arminius-Vertriebs-G. m. b. H., Coswig i. Sa. Weichensicherung; Zus. z. Pat. 361 611. 10. III. 22. A 38 248.

Kl. 20 i, Gr. 31. 377 828. Oskar Sattler, Braunschweig, Raabestr. 9. Schienenstromschließer. 9. XI. 22. S 61 310.

Kl. 20 i, Gr. 39. 377 829. Santino Brighi, Mailand, Italien; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Wassermann, Berlin SW 68. Selbsttätige Signaleinrichtung für Niveaukreuzungen. 9. VI. 22. B 105 184.

Kl. 20 i, Gr. 41. 377 830. Automatic Telephone Manufacturing Company Ltd. und Alfred Ernest Hudd, Liverpool und Arthur Frank Bound, Timperley, Cheshire, England; Vertr.: H. Licht, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Eisenbahnzugkontrollsystem. 19. XI. 21. A 36 613. England 18. XI. 20 für Anspr. 1—6 u. 9, 28. IV. 21 für Anspr. 7, 8, 10—15.

Kl. 80 b, Gr. 6. 377 894. Dr. Rudolf Hennicke und Kaliwerke Salzdetfurth Akt.-Ges., Salzdetfurth. Verfahren zur Gewinnung eines mit Wasser abbindenden Mittels aus Anhydrit; Zus. z. Pat. 376 001. 4. IX. 21. H 86 884.

Kl. 80 b, Gr. 6. 377 895. Dr. Rudolf Hennicke und Kaliwerke Salzdetfurth Akt.-Ges. in Salzdetfurth. Verfahren zur Gewinnung eines mit Wasser abbindenden Mittels aus Anhydrit; Zus. z. Pat. 376 001. 4. IX. 21. H 86 885.

Kl. 85 c, Gr. 6. 377 802. Dr.-Ing. Karl Imhoff und Heinrich Blunk, Essen, Zweigertstr. 57. Verfahren zur Einarbeitung von Faulräumen. 8. XI. 21. I 22 142

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 28 Mai 1923.

Kl 5 c, Gr. 1. 378 460 Stephan, Frölich & Klüpfel, Beuthen O.-S. Versteinungsverfahren zum Abteufen von Schächten und zur Abdichtung von Schachtauskleidungen. 28. X. 19. St. 32 524.

Kl. 20 g, Gr. 7. 378 473. Dr.-Ing. Ernst Gaber, Heidelberg, Bergheimer Str. 3. Anordnung für Gepäck-, Güter- und Postverkehr auf Personen- und Güterbahnhöfen. 31. I. 22. G 55 777.

Kl. 20 g, Gr. 8. 378 218. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Prellbockanlage. 6. VII. 22. R 56 284.

Kl. 20 i, Gr. 29. 378 297. The General Electric Company Limited, London; Vertr.: Dr. B. Alexander-Katz, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Elektrische Signalvorrichtung für Eisenbahnen. 21. VIII. 20. G 51 760. Großbritannien 21. VIII. 19 für Anspr. 1 und 6. II. 20 für Anspr. 2.

Kl. 80 b, Gr. 1. 378 195. Record-Cement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M. und Oskar Tetens, Örlinghausen, Lippe. Verfahren zur Herstellung von verbesserten, insbesondere wasserdichten und in bezug auf Quellen und Schwinden regelbaren hydraulischen Bindemitteln; Zus. z. Pat. 377 098. 28. VIII. 21. R 53 896.

Kl. 84 c, Gr. 4. 378 361. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Vorrichtung zum Unterstützen eines mehrteiligen Gelenkrohrs für die Dampfzuführung bei Dampframmen. 30. VIII. 19. P 38 319.

---

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Vorlesungen über Technische Mechanik. Von Dr. phil. Dr.-Ing. August Föppl. 6. Band. Die wichtigsten Lehren der höheren Dynamik. 4. Aufl. Verlag von B. G. Teubner Leipzig und Berlin 1921.

Die Grundlagen der Dynamik haben in den letzten Jahren durch die gewaltigen Erfolge moderner Forschung viel Beachtung gefunden. Sonst sind sie immer ein Gebiet gewesen, das dem Bauingenieur fremd blieb, obwohl sie schließlich doch der Ausgangspunkt aller Betrachtungen der Statik sein sollten. Namentlich sind es aber die Schwingungsvorgänge gewesen, die auch den Bauingenieur gezwungen haben, sich eingehender mit diesem Teile der Mechanik zu befassen. Hinzu traten die zahlreichen Aufgaben der Hydrodynamik, die bei der Ausgestaltung der Wasserkraftanlagen auftraten und bei verständnisvoller Behandlung eingehende Kenntnisse der Strömungsvorgänge voraussetzen. So wird heute zahlreichen Fachgenossen eine Vertiefung dynamischer Kenntnisse sehr erwünscht sein. Der vorliegende Band gewährt diese auf breiter Grundlage. Kein Teil der Mechanik verlangt diese mehr als die Dynamik, wenn auf selbständige Arbeit Wert gelegt wird und Aufgaben ihre Lösung finden sollen, die abseits eines Schemas liegen. Der Verfasser behandelt in diesem 6. Bande die relative Bewegung, die Bewegungsgleichungen mehrläufiger Verbände und die Kreiseltheorie in Verbindung mit zahlreichen Anwendungen. Er schließt hieran eine Erweiterung der im ersten und vierten Bande vorgetragenen Teile der Hydrodynamik.

Das Studium des Werkes befriedigt weitgehende Ansprüche. Wesentliche Änderungen gegenüber der ersten Auflage und der ihr folgenden anastatischen Neudrucke liegen nicht vor, so daß sich eine kritische Würdigung des Inhalts erübrigt. Das Buch hat sich nicht nur auf den technischen Hochschulen, sondern auch in weiten Kreisen der Praxis zahlreiche Freunde erworben und ist auch in der neuen Form ausgezeichnet geeignet, in die teilweise recht schwierigen, der Erkenntnis nicht leicht zugänglichen Probleme einzuführen, die die Dynamik in seinen zahlreichen technischen Anwendungen darbietet. B.

Newcomb-Engelmann. Populäre Astronomie. 7. Auflage. Herausgegeben von Prof. Dr. H. Ludendorf. Leipzig, Engelmann 1922.

Die beste Empfehlung für ein Buch ist die Zahl seiner Auflagen. Wenn ein Werk, das sich doch schließlich nur an einen geringeren Leserkreis, als es z.B. Romane tun, wendet, in zwei Jahren zwei Auflagen erlebt, so muß an dem Buche doch schon etwas sein und das ist bei N. E. in der Tat der Fall. Zuerst muß betont werden, daß es sich völlig von andern, den Ausdruck populär führenden Büchern unterscheidet. Es ist keine roman- oder novellenhaft geschriebene, mit Phantasien gespickte Himmelsgeschichte, sondern eigentlich ein gemeinverständliches Lehrbuch der Astronomie für Laien, die sich wirklich über die Astronomie und was damit zusammenhängt, unterrichten und nicht hin und her eine müßige Stunde angenehm totschlagen wollen. Mit der Geschichte führen uns die Verf. allmählich in den gewaltigen Stoff ein, wobei auch das Relativitätsprinzip seine gebührende Berücksichtigung findet. In einem 2. Abschnitt werden die Instrumente und Methoden, besonders des Messens, behandelt (geographische Ortsbestimmungen) und dann das Sonnensystem und die Stellarastronomie nach den modernsten Forschungen besprochen. Hochinteressant ist dann noch der Anhang, der die biographischen Skizzen der Astronomen und die Elemente und Verzeichnisse enthält.

Jedem, der sich zum Weltall und seinen Bestandteilen hingezogen fühlt, besonders aber auch Ingenieuren, Technikern und Geodäten, ist das hervorragende, prachtvoll ausgestattete Werk eindringlichst zu empfehlen. Prof. Dr. B. Wandolleck-Dresden.

Die statisch unbestimmten Systeme des Eisen- und Eisenbetonbaues. Berechnet aus der Formänderungsarbeit und aus den Formänderungen selbst. Von Dr.-Ing. Friedrich Hartmann. Zweite neubearbeitete Auflage. Verlag Ernst und Sohn. Mit 237 Textabbildungen. Grundzahl: geh. 12 M, geb. 14 M.

Der Verfasser gibt zunächst die allgemeinen Grundlagen für die Behandlung statisch unbestimmter Systeme, wie die nachfolgend angeführten Überschriften der ersten Abschnitte zeigen. „Die Kennzeichen ebener statisch unbestimmter Tragwerke". „Die Gleichung der Formänderungsarbeit und ihrer Abgeleiteten für Tragwerke mit geraden Stäben. Der Kleinstwert der Formänderungsarbeit". „Berechnung von Formänderungen infolge Wirkung von Biegungsmomenten, Normalkräften und Querkräften". „Sätze über die Gegenseitigkeit von Formänderungen. Verhältnis zwischen Biegelinie und Einflußlinie für eine Formänderung".

Im zweiten Abschnitt wird mit Erfolg der Versuch unternommen, das Minimum der Formänderungsarbeit an einem Beispiele (Zweigelenkrahmen) fühlbar zu machen. Die Ermittlung der Formänderung wird im dritten Absatz sehr ausführlich und mit vielen Beispielen vorgeführt. Die Berechnung erfolgt nicht durch partielle Differentiation der Gleichung der Formänderungsarbeit $\frac{\delta A}{\delta x}$, sondern nach der Arbeitsgleichung (Mohr). Der Begriff der virtuellen Arbeit wird klar herausgeschält. Nicht unangebracht wäre es wohl gewesen, hier in der Beweisführung noch einen Schritt weiterzugehen und zu zeigen, wie auch hier Arbeit der äußeren Kraft gleich der der inneren Kräfte sein muß. Das Verfahren von Mohr (Biegelinie = Momentenfläche 2. Ordnung) ist naturgemäß nicht übergangen worden.

Im vierten Absatze wird das Maxwellsche Prinzip behandelt. Der fünfte Absatz befaßt sich mit der Wahl geeigneter Überzähliger, und der sechste Absatz behandelt eingehend grundlegende Beispiele für die Berechnung der Formänderung, und zwar wird hierbei sowohl der Einfluß der Biegungsmomente und der Normalkräfte, als auch der Einfluß der Querkräfte behandelt. Neben den Beispielen mit konstantem Trägheitsmoment werden auch solche mit veränderlichem Trägheitsmoment vorgeführt.

Nachdem der Verfasser in den ersten sechs Abschnitten alles geboten hat, was als Grundlage für die Berechnung der statisch unbestimmten Tragwerke dient, geht er im siebenten Absatz zu dieser Berechnung selbst über. Hierbei wird auch kurz auf das statisch unbestimmte Hauptsystem und auf die Vereinfachungen eingegangen, die durch Belastungsumordnungen nach Andrée erzielt werden können. Ein besonderer, kurzer Abschnitt ist der Ermittlung der Formänderungen statisch unbestimmter Tragwerke gewidmet. Sehr wertvoll sind die anschließenden Ausführungen über die Querschnittsbemessung und die Wirtschaftlichkeit statisch unbestimmter Tragwerke (vier Seiten).

Im achten Absatz wird der durchlaufende Träger mit gleichen und verschiedenen Stützweiten und wechselnder Felderzahl, symmetrischer und unsymmetrischer Felderteilung vorgeführt. Hierbei wird an besonderer Stelle auch von statisch unbestimmten Hauptsystemen Gebrauch gemacht. Auch elastische Senkbarkeit der Stützen ist berücksichtigt. Weiterhin wird der sogenannte bewehrte Träger auf acht Seiten behandelt (Hängewerk). Anschließend folgt die Behandlung von Sprengwerken. Im fünften Unterabschnitt dieses Absatzes wird der Rahmen behandelt, und zwar zunächst der geschlossene vierseitige Rahmen mit gelenkig angeschlossenen Zwischenstielen; weiter der Rahmen mit steifen Zwischensäulen. Es folgen weitere Sonderformen des Rahmens bis zu verwickelteren Formen hinauf, z. B. wird ein vierstieliger zweistöckiger Rahmen mit eingespannten Ständern untersucht. Hierfür wird auch ein Zahlenbeispiel auf sechs Seiten durchgeführt. Auch der sogenannte Vierendeelträger mit vieleckigem Obergurt wird abgeleitet. Auch hierfür wird ein Beispiel wiedergegeben. Den Schluß bilden die verschiedenartigsten Hallenbinder (zwanzig Seiten). Nur wie zur Vervollständigung des Bildes werden auf den letzten zehn Seiten des Buches einige statisch unbestimmte Fachwerke (ein durchlaufender Balkenträger und ein durchlaufender Bogenträger) behandelt.

Wegen seiner klaren Darstellungsweise, sowie besonders wegen der glücklich gewählten zahlreichen Beispiele und ihrer gänzlichen zahlenmäßigen Durchführung ist das Buch sehr zu empfehlen. Der Statiker wird hiervon bei seinen Untersuchungsarbeiten viel und mit großem Vorteile Gebrauch machen. Das Buch ist nicht minder ein wertvoller Begleiter bei statischen Untersuchungen, als ein Lehrbuch für Selbststudium und Repetitionszwecke.

Direktor Dr. Kunze, Privatdozent.

Prof. Dr. H. Seipp, Gewerbeschulrat, Ingenieur, Leitfaden der Baustofflehre für die Hoch- und Tiefbauklassen der Baugewerkschulen. Vierte Auflage. Verlag A. H. Ludwig Degener, Leipzig. Grundzahl 3,70.

Die Einteilung der Baustoffe, angeschlossen an die früheren Auflagen, ist eine durchaus klare und übersichtliche. Die Darstellung trägt allen Bedürfnissen der Kreise, an die sich der Bearbeiter wendet, bestens Rechnung. Durch zahlreiche, sehr instruktive Abbildungen werden die Ausführungen des Textes wirkungsvoll unterstützt. Das Buch hält die richtige Grenze zwischen theoretischer Behandlung und Fragen der Praxis inne und verknüpft beide Gebiete, die sich bei den Baustoffen eng berühren, bestens miteinander. Das Werk sei für Baugewerkschulen bestens empfohlen, wird aber auch als Repetitorium in der Praxis mit bestem Erfolg benutzt werden können. M. F.

G. C. Mehrtens. Vorlesungen über Ingenieurwissenschaften, II. Teil, Eisenbrückenbau. Dritter Band. Verlag von Wilhelm Engelmann. Leipzig 1923. Grundziffer: 28.

G. C. Mehrtens ist im Januar 1917 dahingegangen. Bei seinem Abscheiden lag das fast fertige Manuskript für die letzten Bände seiner Vorlesungen vor. Im Sinne des Vaters gibt die Tochter jetzt unter Beihilfe von Dipl.-Ing. Rade, Sterkrade, den dritten und letzten Teil heraus, der sich befaßt mit den Hauptträgersystemen, den Balken-, Bogen- und Hauptträgern und deren baulichen Einzelheiten. Namentlich werden Ketten- und Kabelbrücken in letzterer Hinsicht ausführlich behandelt. Ein letzter Abschnitt ist der Herstellung der Eisenbrücken in der Werkstatt und auf der Baustelle gewidmet; hier werden auch Beispiele von der Herstellung neuester amerikanischer Eisenbrücken vorgeführt.

G. C. Mehrtens ist nicht nur als der erfolgreiche Pionier für die Einführung des Flußeisens im deutschen Brückenbau bekannt, sondern vor allem auch als der geniale und weitkundige Geschichtsschreiber der eisernen Brücken überhaupt. In dieser Hinsicht wird namentlich der erste Band seines Brückenbaues eine stete wertvolle Quelle für das Studium der Entwicklung der eisernen Brücken bilden. Diese Hingabe an den historischen Werdegang atmet auch sein dritter Band, so weit er von ihm hinterlassen; dies gibt sich einmal darin zu erkennen, daß eine größere Anzahl von Abbildungen von Bauwerken aus dem Band I sich wiederholen, die vorwiegend heute nur noch geschichtliches Interesse haben, und daß zum andern auch so manche Einzelheiten (beispielsweise die alten gußeisernen Pendelstützen der Berliner Stadtbahn, konstruktiv und künstlerisch weit überholt!) wiedergegeben werden, die dem neuzeitlichen Brückenbau fremd sind. Es ist schade, daß keine stärkere Überarbeitung gerade in dieser Hinsicht stattgefunden hat, wohl aus Rücksichtnahme auf den Verfasser. Wer seinerzeit die Vorlesungen von Mehrtens gehört hat, wird sich gern der ineinandergreifenden Behandlung von Theorie und Praxis erinnern, ein Gesichtspunkt, dem auch der vorliegende III. Bd. dadurch Rechnung trägt, daß die statische Behandlung der Hauptträger in ihren Grundzügen in Verbindung mit ihrer Konstruktion aufgenommen ist. Ob das heute noch richtig ist, muß in Zweifel gezogen werden. Heute reicht eine immerhin kurze Behandlung der statischen Fragen, wie sie auch hier nur gegeben ist und gegeben werden kann, nicht aus; in jedem Einzelfalle wird man auf die Sonderwerke der Statik zurückgreifen müssen. Was aber ein Werk, wie das vorliegende, in erheblich stärkerem Maße hätte bringen können, ist die Berechnung konstruktiver Einzelheiten der Gelenke, Lager, Stöße, besonderer Anschlüsse usw. Ein tieferes, theoretisches Eingehen auf die baulichen Einzelheiten wäre sicherlich von vielen Benutzern des Werkes mit Freuden begrüßt worden. Vielleicht darf man aber den vorliegenden Schlußband des Mehrtensschen Lebenswerkes nicht unter diesen Gesichtspunkten eines reinen Lehrbuches für den Eisenbrückenbau behandeln, sondern sich daran erinnern, daß auch in diesem Teile der Historiker Mehrtens zur Nachwelt

spricht und daß die Einheitlichkeit und Geschlossenheit des ganzen dreibändigen Werkes auch eine Fortführung des letzten Teiles von dem hohen Gesichtspunkte der Entwicklungsgeschichte aus erfordert. Betrachtet man unter diesem Gesichtswinkel den Mehrtensschen Eisenbrückenbau als ein nun vollendetes Ganzes, so wird ihm nicht nur jetzt, sondern auch in späteren Zeiten die uneingeschränkte dankbare Anerkennung der Fachgenossen mit Recht zu Teil werden. Der Mehrtenssche Eisenbrückenbau wird in diesem Sinne ein ,,Standart-Werk" für den Werdegang der Eisenbauten bleiben und in dieser seiner Eigenart als eine unerreichte Leistung der Geistes- und Lebensarbeit eines echten deutschen Ingenieurs dauernd bewertet werden. M. F.

Dr. h. c. Paul Lechler, Geschäftserfolg und Lebenserfolg. Stuttgart und Berlin, Deutsche Verlagsanstalt 1922. Achte erweiterte Auflage.

Der Verfasser verfolgt die selbstlose Absicht, den Kreisen des Erwerbslebens mit seiner praktischen Erfahrung zu dienen und in einer Zeit, in der die sittliche Auffassung im Erwerbsleben nicht selten auf nur geringer Höhe steht, unrichtige Berufs- und Lebensanschauungen zu klären und vor persönlichen und geschäftlichen Fehltritten zu bewahren. Er tritt für Pflichttreue und Zuverlässigkeit ein und zeigt, daß der wahre Erfolg, der neben geschäftlichem Fortkommen auch in der inneren Befriedigung begründet ist, nur in der Verbindung von Tüchtigkeit und Sittlichkeit verbürgt ist. Das Buch ist alles in allem eine praktische Philosophie des Berufserfolges.

Das anregend geschriebene Werk mit seiner Fülle praktischer Überlegungen und ausgeprobter Grundsätze sei namentlich den jungen Akademikern bestens empfohlen. M. F.

Technischer Selbstunterricht für das deutsche Volk. Briefe. Anleitung zur Selbstausbildung in allen Fächern und Hilfswissenschaften der Technik unter Mitwirkung von Joh. Kleiber usw. herausgegeben von Ingen. Karl Barth. II. Fachband: Bau und Kulturtechnik. Druck und Verlag von R. Oldenbourg in München und Berlin 1922. Preis für das Heft 40 M.

Unter dem klangvollen Titel ,,für das Deutsche Volk" verbirgt sich eine meist ziemlich oberflächliche Bearbeitung einer großen Summe von Einzelgebieten und Fragen nach Art eines technischen Lexikons; die Darlegungen sind im allgemeinen einfach gehalten, da sie sich an Bautechniker, an den Land- und Forstwirt sowie an Siedlungsleute wenden, auch Touristen für das, was sie an technischen Leistungen draußen sehen, in dem eigensten Sinne gewinnen sollen. Für den akademischen Bauingenieur sind die Hefte ohne Bedeutung und Wert. M. F.

Die neue Perspektive des Architekten. Von Adolf Reile, Fachlehrer an der Kunstgewerbeschule in Stuttgart. 75 Seiten, 20.30 cm mit 33 Tafeln. Verlag von Julius Hoffmann, Stuttgart 1922. Preis bei Erscheinen 120 M.

Verfasser beschreibt, wie alle Aufgaben der perspektivischen Darstellung auf rein mechanischem Wege, ohne geometrische Vorkenntnisse, ohne Fluchtpunkte und ohne Hilfslinsen durch Einführung einer von ihm konstruierten Reißschiene mit Gelenk, der sog. ,,Reile-Schiene", gelöst werden können. Durch diese Mechanisierung sind sowohl die Vorteile als auch die Nachteile dieses neuen Verfahrens gekennzeichnet.

Die gegebenen Beispiele und Tafeln sind vorzüglich gewählt und ausgeführt. Hervorzuheben ist, daß diese ,,Reile-Schiene" von jedem selbst leicht angefertigt als auch vom Verlag aus in drei Größen bezogen werden kann.

Lehrbuch der Elektrotechnik. Von Esselborn. 2. bis 7. Aufl. Der neuerschienene 1. Band enthält: ,,Allgemeine Elektrotechnik", bearbeitet von K. Fischer, ,,Elektrotechnische Meßkunde", bearbeitet von K. Hohage und ,,Elektrische Maschinen und Apparate", bearbeitet von G. W. Meyer.

Auf etwa 740 Großseiten wird eine Fülle von Wissenswertem geboten. Die Darstellung ist klar, zahlreiche Abbildungen und durchgerechnete Beispiele erleichtern das Verständnis. Das Werk dürfte daher in erster Linie für die Einführung in die Elektrotechnik von Nutzen sein. Die vielen Literaturangaben ermöglichen die weitere Vertiefung, es muß aber doch ausgesprochen werden, daß das Werk in seiner jetzigen Form nicht als umfassendes Lehrbuch für Studierende der Elektrotechnik oder schon in der Praxis stehende Ingenieure, die sich mit der Berechnung elektrischer Maschinen zu befassen haben, bezeichnet werden könnte.

Bei der Fülle des Stoffes ist es nicht möglich, auf alle Einzelheiten einzugehen, es möge aber doch nachstehend auf verschiedene Wünsche, die bei einer Neuauflage leicht berücksichtigt werden können, hingewiesen werden.

In § 72, S. 150, Stromkreise mit verteilter Induktivität und Kapazität, wäre ein Hinweis auf die genaue Berechnung nach der symbolischen Methode erforderlich. Angesichts der Bedeutung, die Meß-Funkenstrecken in der Hochspannungstechnik zukommt, ist der § 38, S. 203, nicht eingehend genug, es müßte z. B. auch auf den Entladeverzug hingewiesen werden. Bei den Gleichstromwicklungen wäre anzugeben, daß heute allgemein die Ausführung mit Ober- und Unterstäben üblich ist. Auf die Leistungskonstante, die den Ausgangspunkt für die Berechnung aller elektrischen Maschinen bildet, ist bereits bei den ersten Rechnungen gebührend hinzuweisen. In § 47, S. 361, wäre auch die Hauptstromregelung zu behandeln; die Bemerkung, daß bei Nebenschlußregelung der Wirkungsgrad wegen der Verluste im Nebenschlußregler zurückgehen müsse, ist nicht zutreffend. Bei den Drehstrommotoren sollte darauf hingewiesen werden, daß bei Verwendung einer Käfigwicklung ein günstigerer Leistungsfaktor zu erzielen ist.

Bei dem Umfang des Buches ist es zu verzeihen, daß eine Reihe von Druckfehlern sich eingeschlichen haben (z. B. S. 431 Zeile 8 zu setzen 102 statt 202, Zeile 17 Winkelgeschwindigkeit zu ändern in Winkelbeschleunigung, S. 637 muß es heißen $\frac{1}{2}\sqrt{\frac{J_k}{J_o}}$). Weniger aber ist zu entschuldigen, daß S. 447 die Arbeit dauernd in cm/kg gemessen wird. Sehr störend ist es auch, daß die Basis des log. nat. mit a statt wie allgemein üblich mit e bezeichnet wird. Binder.

## STELLENÜBERSICHT.

138. Bauingenieur mit prakt. Erfahrungen im Industriebau, sicher im Entwerfen und Veranschlagen, von Großberliner Industriekonzern für Entwurfsarbeiten ges. Angeb. unter B. N. A. 3969 an Ala-Haasenstein & Vogler, Berlin W 35 (D. Bztg. 30. 6.).

139. Techn. Direktor mit reichen Erf. auf allen Gebieten des Hoch-, Tief-, Beton- und Eisenbetonbaues und guten Beziehungen zur Industrie von Kölner Bau-A.-G. ges. Angeb. unter Y. 674 a. d. Verlag d. D. Bztg. (30. 6.).

140. Dipl.-Ing. mit Erf. in Be- und Entwässerung, Reinigung von Frischwasser und Abwässern von großindustriellem Berliner Unternehmen ges. Angeb. unter B. N. 3976 an Ala-Haasenstein & Vogler, Berlin W 35 (D. Bztg. 30. 6.).

141. Dipl.-Ing. als Konstrukteur und Bauleiter für Neu- und Umbauten einer großen Schiffswerft und Maschinenfabrik ges. Erfahrungen auf allen Gebieten des Industriebaues, bes. im Eisenhochbau Bedingung. Angeb. unter V. 3966 an Ala-Haasenstein & Vogler, Berlin W 35 (D. Bztg. 30. 6.).

142. Jüngerer Dipl.-Ing. zur Anfertigung statischer Berechnungen und Entwurf von Eisenbetonkonstruktionen ges. Peter Büscher & Sohn, Unternehmung für Eisenbeton, Hoch- und Tiefbau, Münster i. Westf.

143. Regbmstr. oder Dipl.-Ing. mit Erf. im Siedlungswesen und vertraut mit dem Zuschußverfahren, zur selbständigen Leitung eines großen Baubetriebes ges. Gehalt nach Gruppe II der Staatsbeamten. Pommersche Landgesellschaft, Stettin, Königsplatz 1a (Zentralblatt 4. 7.).

144. Eisenbeton-Ing. mit gründlicher Erfahrung im Entwerfen, Berechnen, Kalkulieren von Hoch- und Tiefbauten für Eisenbeton-Bauabteilung in Berlin ges. Angeb. unter Y 699 a. d. Verlag d. D. Bztg. (4. 7.).

145. Dipl.-Ing. mit längerer Praxis bei ersten Fachfirmen der Beton- und Eisenbetonbranche zur Vertretung des Oberingenieurs, dgl. Dipl.-Ing. mit längerer Praxis als Konstrukteur von Bau-A.-G. in Düsseldorf ges. Angeb. unter B. 702 a. d. Verlag der D. Bztg. (4. 7.).

146. Leitender Ingenieur gegen hohes Gehalt und Umsatzprovision für Abteilung Wasserturbinen in Dauerstellung ges. Langjähr. Erf. in Akquisition, Konstruktion und Berechnung von Wasserkraftanlagen erwünscht. Angeb. unter Nr. 448 a. d. Verlag ,,Wasserkraft", München (1. 7.).

147. Jüngerer Dipl.-Ing., guter Statiker, mit Kenntnissen im Eisenbetonbau, für Konstruktionsbüro ev. auch Bauführung, zum 1. August oder früher ges. Kell & Löser, A.-G. für Hoch- und Tiefbau, Plauen i. V. (D. Bztg. 7. 7.).

148. Dipl.-Ing. Von großer rheinischer Bauunternehmung für die Leitung einer neu zu errichtenden Niederlassung in Norddeutschland ges. Bewerber müssen nachweislich eine ähnliche Stellung mit Erfolg inne gehabt haben. Angeb. unter H. Z. 1591 an Rudolf Mosse, Hamburg (D. Bztg. 11. 7.)

149. Dipl.-Ing., erf. im Eisenbeton, als Stellvertreter des Chefs ev. mit Beteiligung zum 1. August ges. Dipl.-Ing. Schwerin, Eisenbetonbau-Unternehmung, Meiningen (D. Bztg. 11. 7.).

150. Jüngerer Dipl.-Ing., guter Statiker mit Kenntnissen im Eisenbetonbau, ges. K. Ehemann, Beton-, Eisenbeton-, Hoch- und Tiefbau-Kommanditgesellschaft, Berlin NW. 52 (D. Bztg. 14. 7.).

151. Dipl.-Ing., Eisenbeton-Fachmann mit hervorragenden Kenntnissen in Statik und langjähr. Praxis von Großunternehmen für sof. ges. Angeb. unter C. F. 21368 an die Annoncen-Expedition Friedr. Schatz, Duisburg, Düsseldorfer Str. 1—3 (Zentralblatt 11. 7.).

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang — 15. August 1923 — Heft 15

## VERSUCHE ÜBER DIE WIDERSTANDSFÄHIGKEIT VON BETON- UND EISENBETONROHREN GEGEN INNENDRUCK.

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.)

*Von Otto Graf.*

***Übersicht:*** A. Versuche zur Ermittlung des Einflusses der Wandstärke von Betonrohren sowie des Einflusses der Bewehrung bei Rohren mit verschiedener Wandstärke. — I. Bauart der Versuchskörper. — II. Baustoffe, Zusammensetzung und Würfelfestigkeit des Betons. — III. Herstellung der Versuchskörper. — IV. Durchführung der Versuche. — V. Versuchsergebnisse: 1. Zugelastizität, Zugfestigkeit und Biegungsfestigkeit des Betons; 2. Druckelastizität und Druckfestigkeit des Betons; 3. Versuche mit unbewehrten Rohren; 4. Versuche mit bewehrten Rohren. — VI. Zusammenfassung der Ergebnisse. — B. Versuche mit Rohren der Firma „y". — Anhang: Neuere Feststellungen über die Dehnungsfähigkeit des Betons bei Zugbelastung.

### A. Versuche zur Ermittlung des Einflusses der Wandstärke von Betonrohren sowie des Einflusses der Bewehrung bei Rohren mit verschiedener Wandstärke.

Die Untersuchungen, über welche im nachstehenden berichtet wird, gehören zu denjenigen, welche der Eisenbetonausschuß der Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart übertragen hat[1]). Der Arbeitsplan ist von dem Berichterstatter als Anreger der Versuche aufgestellt worden[2]). Bei der Bemessung der Eiseneinlagen wurde nach den Vorschlägen verfahren, welche Herr Professor Dr.-Ing. Mörsch für diese Versuche ausgearbeitet hat und denen der Eisenbetonausschuß seine Zustimmung gab.

Die wachsende Teuerung gab Veranlassung zu erheblicher Einschränkung des Arbeitsplans und Zurückstellung einiger Aufgaben.

### I. Bauart der Versuchskörper.

Es wurden insgesamt 12 Rohre mit rd 700 mm innerem Durchmesser und rd 1500 mm Länge hergestellt, und zwar je 4 Rohre mit 180 mm, 120 mm und 80 mm Wandstärke, nämlich

Reihe 1, 2 Rohre, bezeichnet „14" und „16" mit 180 mm Wandstärke, ohne Bewehrung,

Reihe 2, 2 Rohre, bezeichnet „15" und „17" mit 180 mm Wandstärke wie die Rohre der Reihe 1, aber mit Bewehrung nach Abb. 1,

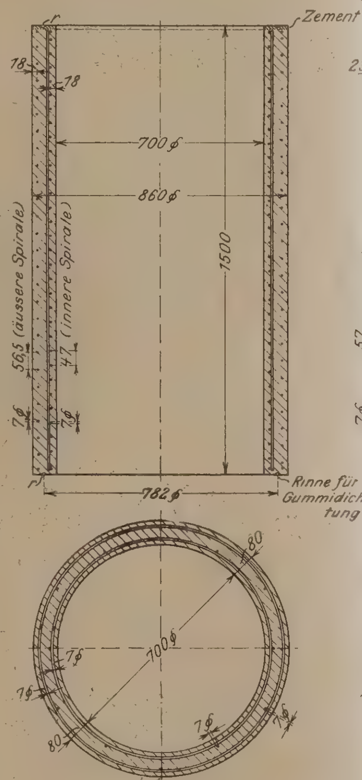



Abb. 1.

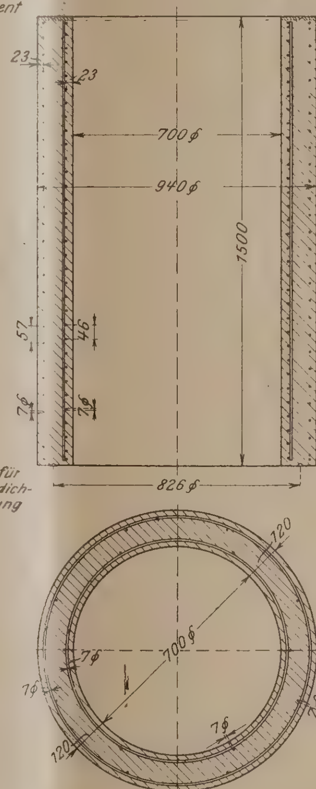



Abb. 2.

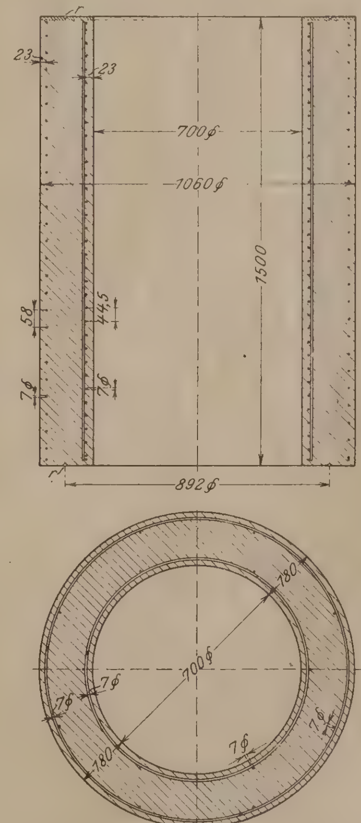



Abb. 3.

**Abb. 1—3. Bauart der Versuchskörper.**

Reihe 3, 2 Rohre, bezeichnet „18" und „20" mit 120 mm Wandstärke, ohne Bewehrung,

Reihe 4, 2 Rohre, bezeichnet „19" und „21" mit 120 mm Wandstärke wie bei Reihe 3, jedoch mit Bewehrung nach Abb. 2,

Reihe 5, 2 Rohre, bezeichnet „23" und „25" mit 80 mm Wandstärke, ohne Bewehrung,

Reihe 6, 2 Rohre, bezeichnet „22" und „24" mit 80 mm Wandstärke wie bei Reihe 5, jedoch mit Bewehrung nach Abb. 3.

---

[1]) Über die früher im Auftrage des Eisenbetonausschusses der Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie und mit Geldmitteln dieser Stiftung ausgeführten Untersuchungen ist in den Heften 22, 29, 39, 45 bis 47, 90, 91, 122, 123, 166 bis 169 und 254 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure, berichtet.

[2]) Bei der Durchführung der Versuche und der Vorbereitung des Berichtes waren die Ingenieure Brenner und Weise beteiligt. Herrn Brenner lag in erster Linie die Ausführung der Rechnungen und Zeichnungen ob; von ihm sind auch die Messungen bei der Prüfung der Rohre ausgeführt worden

Die bewehrten Rohre enthalten, wie die Abb. 1 bis 3 zeigen, je eine fortlaufende Bewehrung (im Eisenbetonbau meist „Spiralbewehrung" genannt) nahe der inneren und äußeren Rohrfläche. Die Rechnung der Anstrengung der unbewehrten Rohre und die Bemessung der Bewehrung der Rohre der Reihen 2, 4 und 6 erfolgte unter der Annahme, daß die Rohre einem Innendruck von $p_i = 3$ at und einem Achsialdruck von $P = 8000$ kg ausgesetzt seien. In bezug auf die Stärke der Eiseneinlagen ist ferner die Voraussetzung gemacht worden,

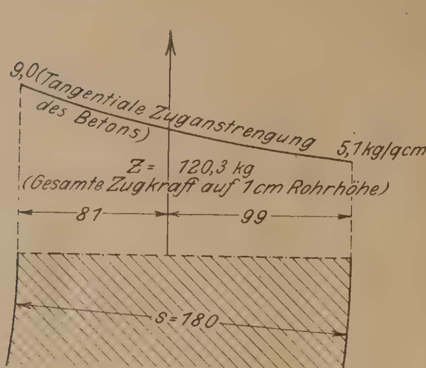


Abb. 4.

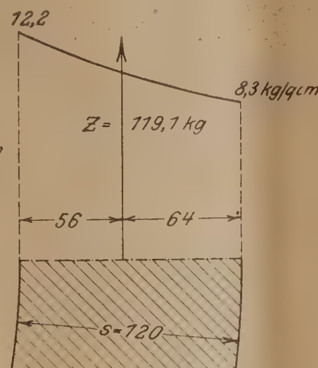


Abb. 5.

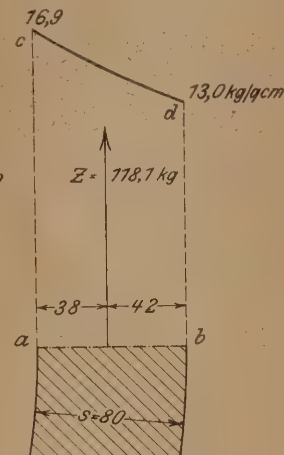


Abb. 6.

Abb. 4—5. Tangentiale Anstrengung des Betons der unbewehrten Rohre unter dem Innendruck von 3 at und dem Achsialdruck von 8000 kg, berechnet nach Gleichung 6.

daß die Zugfestigkeit des Betons tangential zum Rohr nicht mitwirkt, daß also die gesamten tangentialen Zugkräfte von den Eiseneinlagen übernommen werden. Die zulässige Anstrengung der Eisen wurde mit 800 kg/cm² eingesetzt. Unter Zugrundelegung der unter V, 3 b bezeichneten Gleichungen ergaben sich die in Abb. 4 bis 6 (unbewehrte Rohre) und 7 bis 9 (bewehrte Rohre) eingetragenen tangentialen Zugkräfte Z.

Ferner wurden hergestellt;

13 Würfel von 20 cm Kantenlänge zur Ermittlung der Würfelfestigkeit des Betons,

6 Zugkörper mit quadratischem Querschnitt von rd 20 cm Seitenlänge zur Ermittlung der gesamten, bleibenden und federnden Verlängerungen unter verschiedenen Belastungen (Zugelastizität des Betons) sowie zur Bestimmung der Zugfestigkeit[3]) und Biegungsfestigkeit,

6 Prismen mit 80 cm Länge und mit quadratischem Querschnitt von rd 20 cm Seitenlänge zur Ermittlung der gesamten bleibenden und federnden Zusammendrückungen unter verschiedenen Belastungen (Druckelastizität des Betons) sowie zur Bestimmung der Prismenfestigkeit.

[3]) Vgl. Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1920, S. 5 u. f.

## II. Baustoffe.
## Zusammensetzung und Würfelfestigkeit des Betons.

### 1. Baustoffe.

Zur Herstellung des Betons wurden verwendet:

Portlandzement von den Portlandzementwerken Heidelberg - Mannheim - Stuttgart, Werk Leimen bei Heidelberg,

Rheinsand, Reste von früheren Lieferungen aus Speyer und Wesel, sorgfältig gemischt, und

Basaltsplitt aus Wilsenroth von der Firma Westerwaldbrüche G. m. b. H. in Bonn.

Der Basaltsplitt war von der Firma Wayß & Freytag A.-G., Niederlassung Düsseldorf, unentgeltlich zur Verfügung gestellt.

Die Prüfung des Zements lieferte im Februar 1923 die Druckfestigkeit für 28 Tage alte Probekörper nach kombinierter Lagerung zu 391 kg/cm². Das Raumgewicht des Zements ist mit 1,25 kg für 1 Liter eingeführt; dasjenige des Sandes, ermittelt durch loses Einfüllen im 10-Liter-Gefäß, betrug 1,58 kg für 1 Liter.

Der Basaltsplitt ist in 2 Körnungen, im folgenden mit „I" und „II" bezeichnet, geliefert worden. Das Raumgewicht fand sich durch loses Einfüllen im 10-Liter-Gefäß zu 1,33 bzw. 1,36 kg für 1 Liter.

Der Siebversuch ergab im Mittel aus je 3 Versuchen als Rückstand:

| auf dem Sieb mit | vom Rheinsand vH | vom Basaltsplitt I vH | vom Basaltsplitt II vH |
|---|---|---|---|
| 900 Maschen auf 1 cm² | 93,2 | — | — |
| 1 mm Lochweite | 30,5 | — | — |
| 3 „ „ | 9,4 | 98,3 | — |
| 7 „ „ | 2,1 | 91,3 | 97,9 |
| 12 „ „ | 0,2 | 18,3 | 87 |
| 20 „ „ | — | 0,3 | 24,3 |
| 25 „ „ | — | — | 4,7 |
| 40 „ „ | — | — | 0 |

Das Eisen hat die Firma Deutsche Drahtwalzwerke, Aktiengesellschaft in Düsseldorf, unentgeltlich zur Verfügung gestellt.

Die Prüfung des Eisens lieferte

die Streckgrenze zu $(3364 + 2579 + 2886 + 2703 + 2892 + 2605) : 6 = 2838$ kg/cm²,

die Zugfestigkeit zu $(4606 + 3947 + 4429 + 4000 + 4459 + 4158) : 6 = 4266$ kg/cm².

### 2. Zusammensetzung des Betons.

Sie betrug:

1 Raumteil Zement, 2 Raumteile Rheinsand,
1,75 Raumteile Basaltsplitt I,
1,75 Raumteile Basaltsplitt II und
9,3 Gewichtsprozente Wasser (Hundertteile vom Gewicht der trockenen Stoffe),

oder 250 kg Zement,
400 Liter Rheinsand,

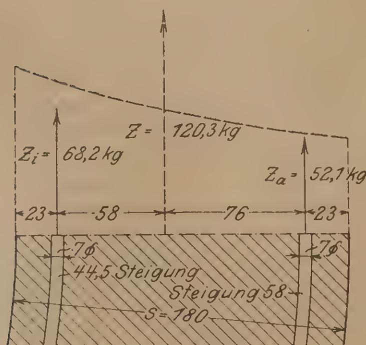


Abb. 7.

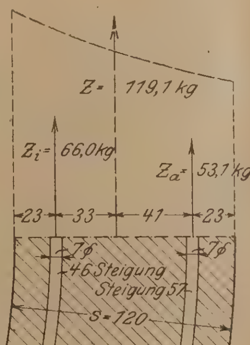


Abb. 8.

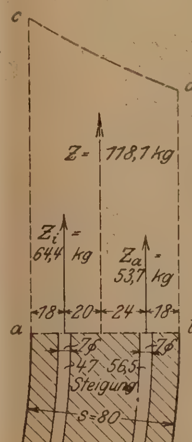


Abb. 9.

Abb. 7—9.
Tangentiale Zugkräfte in den bewehrten Rohren unter Zugrundelegung der Angaben in Abb. 4—6 derart, daß die gesamten Zugkräfte den Eiseneinlagen zugewiesen werden

700 Liter Basaltsplitt und

168 Liter Wasser, entsprechend $w = \frac{168}{250} = 0,67$ [4]).

Der Wasserzusatz ist derart gewählt worden, daß ein weicher Beton entstand mit einer Beweglichkeit, die eben noch für die Herstellung der bewehrten Rohre mit 80 mm Wandstärke ausreichte.

In 100 kg Betonmaterial waren enthalten:

13,71 kg Zement,
34,70 kg Rheinsand,
25,45 kg Basaltsplitt I und
26,14 kg Basaltsplitt II.

Nach Abzug des Wassers in Sand und Splitt, durchschnittlich rd 2 vH, verbleiben von dieser Mischung 98 kg trockene Stoffe. Von diesen fielen gemäß den Feststellungen unter 1.:

| durch das Sieb mit | Zement kg | Rheinsand kg | Basaltsplitt I kg | Basaltsplitt II kg | insgesamt kg |
|---|---|---|---|---|---|
| 900 Maschen auf 1 cm² | 13,64 | 2,36 | — | — | 16 |
| 1 mm Lochweite | 13,71 | 24,10 | — | — | 37,81 |
| 3 ,, ,, | 13,71 | 31,44 | 0,46 | — | 45,61 |
| 7 ,, ,, | 13,71 | 33,97 | 2,21 | 0,55 | 50,44 |

In der Mischung von 98 kg trockener Stoffe waren also 50,44 kg, die durch das Sieb mit 7 mm Lochweite gingen. Diese 50,44 kg trockener Mörtel bestanden
aus 32 vH, die durch das Sieb mit 900 Maschen fallen,
,, 75 ,, ,, ,, ,, ,, ,, 1 mm Lochweite fallen
,, 90 ,, ,, ,, ,, ,, ,, 3 ,, ,, ,, .

Der Mörtel war hiernach feinkörniger, als zur Erlangung eines Betons mit hoher Festigkeit zweckmäßig ist[5]), was jedoch hier nicht von großer Bedeutung erscheint, da es sich um fetten Mörtel handelt.

### 3. Würfelfestigkeit des Betons.

Die Würfelfestigkeit (Druck senkrecht zur Stampfrichtung) wurde im Alter von 96 bis 113 Tagen ermittelt zu (212 + 249 + 232 + 258 + 271 + 241 + 246 + 287 + 272 + 273 + 276 + 278 + 239) : 13 = 256 kg/cm² [6]).

Das Raumgewicht der Betonwürfel betrug am Prüfungstag 2,48 bis 2,51, im Mittel 2,50.

## III. Herstellung der Versuchskörper.

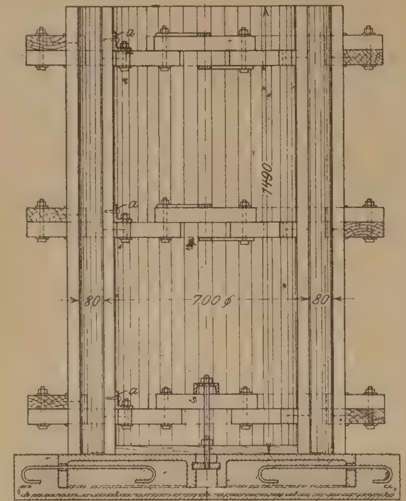
Zur Herstellung der Rohre dienten senkrecht stehende Holzformen nach Abb. 10. Der Formboden war abgedreht (einbetonierter alter Dampfmaschinenkolben) und mit Wulstringen versehen zwecks Erlangung von Vertiefungen in der Stirnfläche der Rohre; diese Vertiefungen waren zur Aufnahme von Gummiringen nötig zwecks Abdichtung der Rohrenden bei der Prüfung (vgl. auch Abb. 1 bis 3 bei r).

Der Formmantel und der Kern waren sechsteilig gebaut. Beim Entformen genügte die Zerlegung des Mantels in 3 Teile. Beim Herausnehmen des Kerns sind zunächst die Stäbe cc und die Winkeleisen a abgeschraubt worden; dann ließ sich eines der nach innen abgeschrägten Hölzer b leicht vom Rohr abdrücken, worauf der Kern ohne weiteres aus dem Rohr entfernt werden konnte.

Die Holzstäbe, welche die eigentlichen Formwände bildeten, waren gehobelt und geölt. Vor der Benutzung der Form ist diese mehrere Tage mit nassen Säcken verhängt worden, um Formänderungen während der Herstellung und Erhärtung der Rohre möglichst hintanzuhalten.

4) Vgl. Graf, Der Aufbau des Mörtels im Beton, Berlin 1923, S. 3 u. .
5) Vgl. Graf, Der Aufbau des Mörtels im Beton, Berlin 1923, S. 25 u. f.
6) Gleichzeitig mit der Herstellung der 12 Rohre ist aus dem gleichen Beton je ein Würfel mit 20 cm Kantenlänge gefertigt worden, mit Rohr „15" ausnahmsweise 2 Würfel.

Die Herstellung der Rohre erfolgte in der Zeit vom 27. September bis 21. Dezember 1922. Der Beton wurde allmählich und fortlaufend in kleinen Mengen eingebracht unter dauernder Bearbeitung des Betons mit leichten Holzstampfern oder andern jeweils zweckentsprechenden Geräten[7]). Nach der Herstellung sind die Rohre mit feuchten Säcken bedeckt worden.



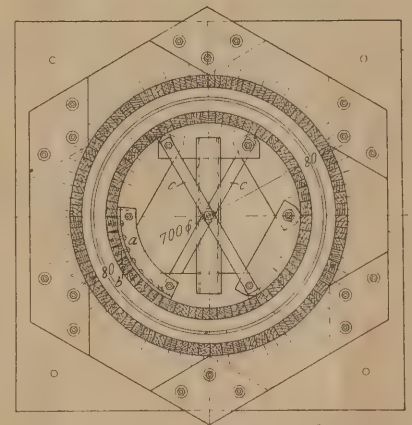




Abb. 10. Form zur Herstellung der Rohre.

Das Entformen geschah frühestens nach 3 Tagen. Dann wurde das Rohr auf der oberen Fläche mit einer Schicht aus reinem Zement versehen, der unter einer genau ebenen Platte erhärtete. Diese Platte war parallel der unteren Fläche eingestellt. Nach dem Erhärten der Zementschicht ist eine Rille zur Aufnahme der Gummidichtung bei der Prüfung eingedreht worden; dabei freigelegte kleine Hohlräume mußten sorgfältig mit Zementbrei geschlossen werden. Das so fertiggestellte Rohr wurde umgelegt und in einem geschlossenen Arbeitsraum bis zur Prüfung im Alter von rd 3 Monaten unter nassen Tüchern gelagert.

Während dieser Zeit erhielten die Stirnflächen der Rohre sowie je ein etwa 10 cm breiter Saum der Innenfläche an den Rohrenden einen zweimaligen Inertolanstrich.

Zur Herstellung der Würfel sind eiserne Formen verwendet worden.

Die Herstellung der Zugkörper und Prismen erfolgte in liegenden Holzformen.

Würfel, Zugkörper und Prismen sind wie die Rohre bis zur Prüfung unter nassen Säcken gelagert worden. Die Vorbereitung der Flächen, durch welche die Kräfte von der Maschine in die Zugkörper und Prismen zu übertragen waren, erfolgte in gleicher Weise wie bei den früheren Versuchen[8]).

## IV. Durchführung der Versuche.

Die Prüfung erfolgte in einer stehenden Presse. Die Stirnfläche der Rohre, welche bei der Herstellung oben lag, befand sich auch bei der Prüfung oben. Die Versuchsanordnung für die Rohre 14 bis 21 ist in Abb. 11 dargestellt. Das Rohr R stand nach Einlegung eines Gummirings in die vorgesehene Rille r der unteren Stirnfläche (Abb. 1) auf der unteren Druckplatte a (Abb. 11) einer stehenden Prüfungsmaschine; auf dem Rohr lag, ebenfalls unter Zwischenschaltung eines Gummiringes, eine eiserne Platte b, durch welche das Wasser nach dem Innern des Rohrs zu leiten war. Für Entlüftung des Rohrs beim Füllen waren Vorkehrungen getroffen.

7) Vgl. hierzu Graf, Untersuchungen und Erfahrungen über die Wasserdurchlässigkeit von Mörtel und Beton, Bauingenieur 1923, S. 221 u. f.
8) Vgl. Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, S. 6 und 7.

Die Wasserzuleitung c (Abb. 11) stand mit der Wasserleitung in Verbindung, die bis rd 7 at Überdruck lieferte; höhere Drücke mußten mit einer Pumpe erzeugt werden.

Zur Messung des Innendrucks standen verschiedene Manometer zur Verfügung, die fortlaufender Kontrolle unterstehen. Die Messung des Drucks erfolgte annähernd in mittlerer Höhe des Rohrs.

Abb. 11. Versuchseinrichtung.

Zur Abdichtung des Rohrs bei innerem Überdruck war axiale Belastung nötig, die mit der Prüfungsmaschine erzeugt wurde und die mit steigendem Innendruck gesteigert werden mußte.

Bei den Rohren 22 bis 25 lag die Platte b (Abb. 11) samt der Wasserzuführung nach Wendung um 180° unmittelbar auf der Platte a, was sich für die Vorbereitung der Versuche einfacher erwies. Das obere Ende des Rohrs stützte sich dann gegen die Platte d. Im übrigen wurde wie bei den Rohren 14—21 verfahren.

Die Füllung des Rohrs erfolgte mindestens 2 Tage vor der Prüfung, so das bis zur Prüfung ein Zeitraum blieb, der zum Temperaturausgleich zwischen der Wasserfüllung, der Rohrwand und der Luft des Raumes genügte. Auch die Wasseraufnahme der Rohrwand dürfte in dieser Zeit infolge der vorausgegangenen feuchten Lagerung der Versuchskörper in dem für die vorliegende Aufgabe erforderlichen Maß erlangt worden sein.

Beobachtet wurden:

1. die Belastungen (Innendruck und Axialdruck), unter welchen die ersten Risse an der äußeren Rohrfläche zu beobachten waren;
2. die Höchstlast, unter welcher so bedeutender Wasseraustritt durch die vorher entstandenen Risse stattfand, daß eine weitere Steigerung des Innendrucks nur mit Zuleitung großer Mengen Preßwasser möglich gewesen wäre, weshalb der Versuch abzubrechen war;
3. die gesamten bleibenden und federnden Verlängerungen auf den in Abb. 12 angegebenen Strecken von je 15 cm Meßlänge auf verschiedenen Belastungsstufen je durch einmalige Belastung und Entlastung, und zwar
   a) auf den Strecken 1 bis 3 und 5 bis 7 beim Rohr 14,
   b) „ „ „ 1 bis 12 bei den Rohren 15 bis 23 u. 25,
   c) „ „ „ 1 bis 8 und 13 bis 16 beim Rohr 24;
4. der Wasseraustritt bei sämtlichen Rohren.

Die Meßinstrumente bei Ziffer 3 (Dehnungsmesser Bauart „Brenner") sind in Heft 44 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Seite 23 und 24 beschrieben.

Hinsichtlich des Vorgehens bei Ermittlung der Zug- und Druckelastizität sowie der Zug-, Biegungs- und Druckfestigkeit kann auf frühere Berichte verwiesen werden[9]).

[9]) Vgl. Heft 45 bis 47 sowie Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens.

## V. Versuchsergebnisse.

### 1. Zugelastizität, Zugfestigkeit und Biegungsfestigkeit des Betons.

Die Ergebnisse der Zugversuche sind in Zusammenstellung 1 eingetragen. Hiernach fand sich:

| auf der Spannungsstufe | die Dehnungszahl der gesamten Dehnungen | die Dehnungszahl der federnden Dehnungen |
|---|---|---|
| 1,2 ÷ 3,7 kg/cm² | $^1/_{277700}$ bis $^1/_{340100}$ | $^1/_{306200}$ bis $^1/_{351900}$ |
| 1,2 ÷ 8,7 „ „ | $^1/_{261400}$ „ $^1/_{329800}$ | $^1/_{303300}$ bis $^1/_{344700}$ |

Die Zugfestigkeit ist im Mittel zu 15,5 kg/cm² ermittelt worden.

Die Biegungsfestigkeit der Bruchstücke der Zugkörper ergab sich im Mittel zu 37,3 kg/cm², d. i. das $\frac{37,3}{15,5} = 2,4$-fache der Zugfestigkeit.

Um festzustellen, inwieweit die Biegungsfestigkeit des Betons in den Rohren von derjenigen des Betons in den Zugkörpern abweicht, wurde den Bruchstücken der Rohre 18, 21 und 23 je ein Streifen nach Abb. 13 entnommen; hieraus wurden jeweils 5 Probekörper A, B, C, D und E nach Abb. 13 herausgearbeitet, dann in der Regel 7 Tage unter Wasser gelagert und schließlich gemäß Abb. 14 der Biegeprobe unterworfen. Die Biegungsfestigkeit ergab sich

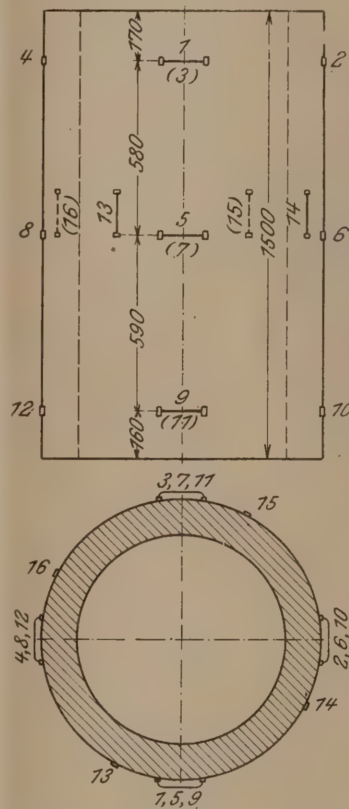


Abb. 12. Anordnung der Meßstrecken 1 bis 16.

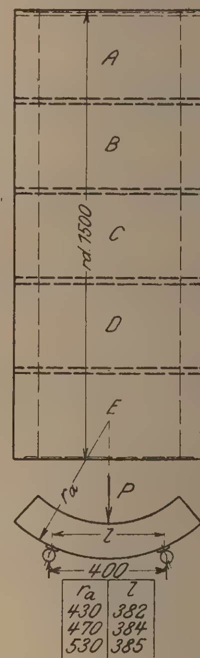


Abb. 13 u. 14. Entnahme von Probestücken aus den unbewehrten Rohren (Abb. 13) zur Feststellung der Biegungsfestigkeit (Abb. 14).

| bei Körper | A | B | C | D | E | im Durchschnitt | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| für Rohr 18 (Alter 109 Tage) zu | 33,3 | 35 | 41,2 | 42,7 | 42,9 | 39 | kg/cm², |
| für Rohr 20 (Alter 125 Tage) zu | 38,6 | 34,4 | 40 | 43 | 46,5 | 40,5 | „ , |
| für Rohr 23 (Alter 130 Tage) zu | 36,5 | 41,1 | 41,3 | 43,6 | 51,4 | 42,8 | „ |

Die Werte der Stücke A und B aus dem oberen, zuletzt hergestellten Teil der Rohre (Alter 109 bis 130 Tage) liegen hier-

**Zusammenstellung 1.**

Versuche zur Ermittlung der Zugelastizität, Zugfestigkeit und Biegungsfestigkeit des Betons.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bezeichnung | Alter am Prüfungstag | Abmessungen Seite a Seite b Querschnitt ab Gewicht G | Belastungen | Verlängerungen in 1/1814 cm auf die Meßlänge l = 45 cm | | | Dehnungszahl α | | Zugfestigkeit $K_z$ | Biegungsfestigkeit $K_b = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2} : \frac{bh^2}{6}$ | |
| | | | | gesamte | bleibende | federnde | der gesamten Verlängerungen | der federnden Verlängerungen | | Stampffläche auf der Druckseite | Stampffläche auf der Zugseite |
| | Tage | | kg/cm² | | | | | | kg/cm² | kg/cm² | kg/cm² |
| 14 | 105 | a = 20,1 cm | 1,3 ÷ 2,6 | 0,37 | 0,03 | 0,34 | 1 : 281 400 | 1 : 306 200 | | | |
| | | b = 19,5 cm | 1,3 ÷ 3,8 | 0,75 | 0,07 | 0,68 | 1 : 277 700 | 1 : 306 200 | | | |
| | | ab = 392 cm² | 1,3 ÷ 5,1 | 1,12 | 0,10 | 1,02 | 1 : 278 900 | 1 : 306 200 | | | |
| | | G = 159,8 kg | 1,3 ÷ 6,4 | 1,52 | 0,16 | 1,36 | 1 : 274 000 | 1 : 306 200 | | | |
| | | | 1,3 ÷ 7,7 | 1,92 | 0,21 | 1,71 | 1 : 271 100 | 1 : 304 400 | | | |
| | | | 1,3 ÷ 8,9 | 2,39 | 0,33 | 2,06 | 1 : 261 400 | 1 : 303 300 | | | |
| | | | 1,3 ÷ 10,2 | 2,89 | 0,48 | 2,41 | 1 : 252 200 | 1 : 302 400 | | | |
| | | | 1,3 ÷ 11,5 | 3,51 | 0,75 | 2,76 | 1 : 237 300 | 1 : 301 800 | | | |
| | | | 1,3 ÷ 12,1 | 3,79 | — | — | 1 : 233 500 | — | | | |
| | | | ÷ 12,5 | 3,97 | — | — | — | — | | | |
| | | | ÷ 12,8 | 4,09 | — | — | 1 : 229 100 | — | 12,8 | 33,3 | 31,5 |
| 16 | 104 | a = 20,4 cm | 1,2 ÷ 3,7 | 0,60 | 0,02 | 0,58 | 1 : 340 100 | 1 : 351 900 | | | |
| | | b = 19,6 cm | 1,2 ÷ 6,2 | 1,31 | 0,08 | 1,23 | 1 : 311 600 | 1 : 331 800 | | | |
| | | ab = 400 cm² | 1,2 ÷ 8,7 | 2,10 | 0,18 | 1,92 | 1 : 291 500 | 1 : 318 900 | | | |
| | | G = 162,2 kg | 1,2 ÷ 11,2 | 2,95 | 0,34 | 2,61 | 1 : 276 700 | 1 : 312 800 | | | |
| | | | 1,2 ÷ 12,5 | 3,42 | — | — | — | — | | | |
| | | | ÷ 15 | 4,76 | — | — | 1 : 235 800 | — | | | |
| | | | ÷ 15,4 | 5,15 | — | — | — | — | | | |
| | | | ÷ 15,5 | (5,34) | — | — | 1 : 217 800 | — | 15,5 | 35,4 | 38,3 |
| 18 | 97 | a = 20,3 cm | 1,2 ÷ 3,7 | 0,68 | 0,04 | 0,64 | 1 : 300 100 | 1 : 318 900 | | | |
| | | b = 19,7 cm | 1,2 ÷ 6,2 | 1,38 | 0,10 | 1,28 | 1 : 295 800 | 1 : 318 900 | | | |
| | | ab = 400 cm² | 1,2 ÷ 8,7 | 2,10 | 0,15 | 1,95 | 1 : 291 500 | 1 : 314 000 | | | |
| | | G = 160,1 kg | 1,2 ÷ 11,2 | 2,82 | 0,19 | 2,63 | 1 : 289 500 | 1 : 310 400 | | | |
| | | | 1,2 ÷ 13,7 | 3,75 | — | — | 1 : 284 300 | — | | | |
| | | | ÷ 15 | 4,40 | — | — | 1 : 255 100 | — | | | |
| | | | ÷ 15,2 | (5,55)[10] | — | — | 1 : 205 900 | — | 15,2 | 41,6 | — |
| 20 | 96 | a = 20,6 cm | 1,2 ÷ 3,7 | 0,60 | 0,02 | 0,58 | 1 : 335 100 | 1 : 346 700 | | | |
| | | b = 19,7 cm | 1,2 ÷ 6,2 | 1,22 | 0,06 | 1,16 | 1 : 329 600 | 1 : 346 700 | | | |
| | | ab = 406 cm² | 1,2 ÷ 8,6 | 1,93 | 0,18 | 1,75 | 1 : 312 500 | 1 : 344 700 | | | |
| | | G = 164,2 kg | 1,2 ÷ 11,1 | 2,73 | 0,34 | 2,39 | 1 : 294 600 | 1 : 336 500 | | | |
| | | | 1,2 ÷ 12,3 | 3,19 | — | — | 1 : 283 600 | — | | | |
| | | | ÷ 14,8 | 4,07 | — | — | 1 : 271 700 | — | | | |
| | | | ÷ 16 | 4,97 | — | — | 1 : 242 700 | — | | | |
| | | | ÷ 16,3 | (5,12)[10] | — | — | 1 : 239 500 | — | 16,3 | 40,6 | — |
| 22 | 112 | a = 19,8 cm | 1,3 ÷ 3,8 | 0,63 | 0,01 | 0,62 | 1 : 325 600 | 1 : 330 800 | | | |
| | | b = 20,1 cm | 1,3 ÷ 6,3 | 1,33 | 0,09 | 1,24 | 1 : 308 400 | 1 : 330 800 | | | |
| | | ab = 398 cm² | 1,3 ÷ 8,8 | 2,05 | 0,18 | 1,87 | 1 : 300 100 | 1 : 329 000 | | | |
| | | G = 160,1 kg | 1,3 ÷ 11,3 | 2,85 | 0,32 | 2,53 | 1 : 287 900 | 1 : 324 300 | | | |
| | | | 1,3 ÷ 12,6 | 3,29 | — | — | — | — | | | |
| | | | ÷ 13,8 | 3,72 | — | — | 1 : 275 700 | — | | | |
| | | | ÷ 15,1 | (4,92)[10] | — | — | 1 : 229 300 | — | 15,1 | 36,5 | 37,7 |
| 24 | 112 | a = 20,4 cm | 1,2 ÷ 3,7 | 0,60 | 0,01 | 0,59 | 1 : 338 400 | 1 : 344 200 | | | |
| | | b = 19,7 cm | 1,2 ÷ 6,2 | 1,22 | 0,03 | 1,19 | 1 : 332 900 | 1 : 341 300 | | | |
| | | ab = 402 cm² | 1,2 ÷ 8,7 | 1,85 | 0,05 | 1,80 | 1 : 329 300 | 1 : 338 400 | | | |
| | | G = 162,1 kg | 1,2 ÷ 11,2 | 2,58 | 0,17 | 2,41 | 1 : 314 800 | 1 : 337 000 | | | |
| | | | ÷ 14,9 | 3,68 | — | — | 1 : 303 500 | — | | | |
| | | | ÷ 17,4 | 4,78 | — | — | 1 : 276 100 | — | | | |
| | | | ÷ 17,9 | 5,05 | — | — | 1 : 269 400 | — | 17,9 | 40,7 | — |
| | | | | | | | | Durchschnitt | **15,5** | **37,3** | |

[10]) Bruch innerhalb der Meßstrecke. Die gesamte Verlängerung unmittelbar vor dem Bruch betrug beim Körper 18 20 22 (0,068 0,063 0,060) : 3 = 0,064 mm auf l m.

nach nahe der Biegungsfestigkeit der Bruchstücke der Zugkörper (Alter 96 bis 112 Tage). Im allgemeinen hat die Biegungsfestigkeit gegen das untere Ende der Rohre hin zugenommen, eine Folge des Mehr an Stampfarbeit und Erschütterungen, die auf den nach unten gelegenen Beton bei der Herstellung einwirkten[11]).

[11]) Vgl. Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, unter I, 2, S. 5 und 6.

2. Druckelastizität und Druckfestigkeit des Betons.

Zusammenstellung 2 enthält die Ergebnisse.

3. Versuche mit den unbewehrten Rohren.

a) Belastungen beim Eintritt von Rissen. Erscheinungen bei der Zerstörung der Rohre.

Die ersten Risse wurden beobachtet

## Zusammenstellung 2.

Versuche zur Ermittlung der Druckelastizität und Prismenfestigkeit des Betons.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bezeichnung | Alter am Prüfungstag | Abmessungen: Seite a, Seite b, Länge L, Gewicht G, Raumgewicht r | Belastungen | Zusammendrückungen in $^1/_{1200}$ cm auf die Meßlänge l = 50 cm | | | Dehnungszahl α | | Druckfestigkeit K |
| | | | | gesamte | bleibende | federnde | der gesamten Zusammendrückungen | der federnden Zusammendrückungen | |
| | Tage | | kg/cm² | | | | | | kg/cm² |
| 15 | 105 | a = 20,1 cm | 0,1 ÷ 12,3 | 2,28 | 0,02 | 2,26 | 1 : 321 100 | 1 : 323 900 | |
| | | b = 20,3 cm | 0,1 ÷ 24,5 | 4,59 | 0,06 | 4,53 | 1 : 319 000 | 1 : 323 200 | |
| | | L = 81,3 cm | 0,1 ÷ 36,8 | 7,04 | 0,11 | 6,93 | 1 : 312 800 | 1 : 317 700 | |
| | | G = 81,9 kg | 0,1 ÷ 49 | 9,69 | 0,21 | 9,48 | 1 : 302 800 | 1 : 309 500 | |
| | | r = 2,47 kg/cdm | 0,1 ÷ 73,5 | 15,57 | 0,51 | 15,06 | 1 : 282 900 | 1 : 292 400 | |
| | | | 0,1 ÷ 98 | 23,01 | 1,13 | 21,88 | 1 : 255 300 | 1 : 268 500 | 164 |
| 17 | 99 | a = 20 cm | 0,1 ÷ 12,3 | 2,06 | 0,05 | 2,01 | 1 : 355 300 | 1 : 364 200 | |
| | | b = 20,3 cm | 0,1 ÷ 24,6 | 4,22 | 0,10 | 4,12 | 1 : 348 300 | 1 : 356 800 | |
| | | L = 81 cm | 0,1 ÷ 36,9 | 6,46 | 0,15 | 6,31 | 1 : 341 800 | 1 : 349 900 | |
| | | G = 81,1 kg | 0,1 ÷ 49,3 | 8,90 | 0,25 | 8,65 | 1 : 331 700 | 1 : 341 300 | |
| | | r = 2,47 kg/cdm | 0,1 ÷ 73,9 | 13,93 | 0,45 | 13,48 | 1 : 317 900 | 1 : 328 500 | |
| | | | 0,1 ÷ 98,5 | 19,82 | 0,79 | 19,03 | 1 : 297 900 | 1 : 310 200 | 217 |
| 19 | 98 | a = 20,2 cm | 0,1 ÷ 12,3 | 2,13 | 0 | 2,13 | 1 : 343 700 | 1 : 343 700 | |
| | | b = 20,2 cm | 0,1 ÷ 24,5 | 4,40 | 0,02 | 4,38 | 1 : 332 700 | 1 : 334 200 | |
| | | L = 81,1 cm | 0,1 ÷ 36,8 | 6,72 | 0,04 | 6,68 | 1 : 327 700 | 1 : 329 600 | |
| | | G = 81,4 kg | 0,1 ÷ 49 | 9,16 | 0,11 | 9,05 | 1 : 320 300 | 1 : 324 200 | |
| | | r = 2,46 kg/cdm | 0,1 ÷ 73,5 | 14,50 | 0,23 | 14,27 | 1 : 303 700 | 1 : 308 600 | |
| | | | 0,1 ÷ 98 | 20,88 | 0,70 | 20,18 | 1 : 281 300 | 1 : 291 100 | 204 |
| 21 | 98 | a = 20,1 cm | 0,1 ÷ 12,3 | 2,14 | 0 | 2,14 | 1 : 342 100 | 1 : 342 100 | |
| | | b = 20,2 cm | 0,1 ÷ 24,6 | 4,24 | 0 | 4,24 | 1 : 346 700 | 1 : 346 700 | |
| | | L = 80,8 cm | 0,1 ÷ 36,9 | 6,41 | 0,02 | 6,39 | 1 : 344 500 | 1 : 345 500 | |
| | | G = 81,6 kg | 0,1 ÷ 49,3 | 8,73 | 0,07 | 8,66 | 1 : 338 100 | 1 : 340 900 | |
| | | r = 2,49 kg/cdm | 0,1 ÷ 73,9 | 13,75 | 0,24 | 13,51 | 1 : 322 000 | 1 : 327 800 | |
| | | | 0,1 ÷ 98,5 | 19,45 | 0,56 | 18,89 | 1 : 303 500 | 1 : 312 500 | 211 |
| 23 | 110 | a = 20,3 cm | 0,1 ÷ 12,2 | 2,16 | 0,05 | 2,11 | 1 : 336 100 | 1 : 344 100 | |
| | | b = 20,2 cm | 0,1 ÷ 24,4 | 4,36 | 0,11 | 4,25 | 1 : 334 400 | 1 : 343 100 | |
| | | L = 81 cm | 0,1 ÷ 36,6 | 6,64 | 0,16 | 6,48 | 1 : 329 800 | 1 : 338 000 | |
| | | G = 82,5 kg | 0,1 ÷ 48,8 | 9,05 | 0,29 | 8,76 | 1 : 322 900 | 1 : 333 600 | |
| | | r = 2,48 kg/cdm | 0,1 ÷ 73,2 | 14,26 | 0,51 | 13,75 | 1 : 307 600 | 1 : 319 000 | |
| | | | 0,1 ÷ 97,6 | 20,13 | 0,93 | 19,20 | 1 : 290 600 | 1 : 304 700 | 216 |
| 25 | 111 | a = 20,3 cm | 0,1 ÷ 12,2 | 2 | 0,02 | 1,98 | 1 : 363 000 | 1 : 366 700 | |
| | | b = 20,2 cm | 0,1 ÷ 24,4 | 4,11 | 0,06 | 4,05 | 1 : 354 700 | 1 : 360 000 | |
| | | L = 80,9 cm | 0,1 ÷ 36,6 | 6,28 | 0,13 | 6,15 | 1 : 348 700 | 1 : 356 100 | |
| | | G = 81,9 kg | 0,1 ÷ 48,8 | 8,62 | 0,19 | 8,43 | 1 : 339 000 | 1 : 346 600 | |
| | | r = 2,47 kg/cdm | 0,1 ÷ 73,2 | 13,44 | 0,37 | 13,07 | 1 : 326 300 | 1 : 335 600 | |
| | | | 0,1 ÷ 97,6 | 19,18 | 0,79 | 18,39 | 1 : 305 000 | 1 : 318 100 | 203 |
| | | | | | | | | Durchschnitt | 202 |

beim Rohr 14 (18,2 cm Wandstärke) unter dem Innendruck $p_i = 6$ at und der axialen Maschinenlast $P_a = 42\,000$ kg,
beim Rohr 16 (18 cm Wandstärke) unter $p_i = 5$ at und $P_a = 35\,000$ kg,
für die Rohre 14 und 16 im Mittel unter $p_i =$ **5,5** at und $P_a = 38\,500$ kg,
beim Rohr 20[12] (12,4 cm Wandstärke) unter $p_i = 3,75$ at und $P_a = 23\,500$ kg,
beim Rohr 23 (8 cm Wandstärke) unter $p_i = 2,95$ at und $P_a = 16\,900$ kg,
beim Rohr 25 (7,9 cm Wandstärke) unter $p_i = 2,5$ at und $P_a = 14\,750$ kg,
hiernach für die Rohre 23 und 25 im Mittel unter $p_i =$ **2,72** at und $P_a = 15\,825$ kg.

Die Risse traten plötzlich auf und verliefen im allgemeinen parallel der Rohrachse in einer radialen Ebene. Mit dem Erscheinen der Risse war die Widerstandsfähigkeit gegen Innendruck erschöpft.

[12]) Das Rohr 18 ist ausgeschieden worden.

b) Anstrengungen des Betons an der Innenfläche und Außenfläche unter der Höchstlast der unbewehrten Rohre, ermittelt nach der Rechnung. Vergleich der Werte $\sigma_i$ mit der beim Zugversuch ermittelten Festigkeit $K_z$.

Die Gleichungen, welche der rechnerischen Bestimmung der Anstrengung des Materials in dickwandigen Hohlzylindern zugrunde gelegt werden, setzen u. a. voraus:

a) Der Zylinder besitze genau kreisringförmigen Querschnitt, die Begrenzung des Querschnitts an der Innen- und Außenfläche erfolge also durch konzentrische Kreise; bei praktischen Ausführungen geschieht die Begrenzung häufig durch Vielecke usf.; bei den Versuchen wurde die Erlangung der Kreisringform durch sorgfältige Herstellung der Form (Abb. 10) angestrebt.

b) Der Beton, aus dem das Rohr besteht, sei durchaus gleichartig, sei insbesondere frei von inneren Spannungen infolge veränderlichen Feuchtigkeitsgehalts usf., weshalb sorgfältige Mischung des Betons, dauerndes Feuchthalten der Rohre usf. stattzufinden hätte.

c) Die Dehnungszahl $\alpha$ des Betons sei unabhängig von der Größe der Anstrengung, auch für Druck- und Zuganstrengungen gleich (vgl. dazu die Zusammenstellungen 1 und 2), was bekanntlich bei Beton nicht zutrifft.

d) Der Abschluß der Stirnseiten des Zylinders geschehe derart, daß die Formänderung der abschließenden Böden einen Einfluß auf die Zylinderwandungen nicht äußere und auch keine Hinderung der Formänderung der Rohre durch diese Böden erfolge (bei der gemäß Abb. 11 und 15 gewählten Versuchsanordnung dürfte dieser Einfluß unerheblich sein).

Abb. 15.

e) Der Innendruck greife an der inneren Fläche des Hohlzylinders an; der Wasserdruck, welcher infolge Vorhandenseins von Poren usf. im Innern der Rohrwand wirkt, bleibt unbeachtet.

f) Der auf die Stirnfläche des Rohrs ausgeübte Axialdruck P bestehe aus der Maschinenlast $P_a$ (Abb. 15 und Zusammenstellung 3; in bezug auf letztere vgl. Fußbemerkung 14) abzüglich der auf die Platten a und b (Abb. 11 und 15) wirkenden Last durch den inneren Wasserdruck, soweit diese Belastung der Platten in den Bereich des inneren Durchmessers $d_i$ des Rohrs fällt; es sei also:

$$P = P_a - \frac{\pi}{4} d_i^2 p_i \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots (1).$$

P wirke in der Schwerlinie des Rohrquerschnitts, was in Wirklichkeit nur für den Anteil $P_a'$ des Achsialdrucks mit ausreichender Annäherung zutrifft, der durch den Gummiring (Abb. 15) geleitet wird, während der Wasserdruck auf der Stirnfläche eine exzentrische Belastung der Rohrwand zur Folge hat.

Es bedeute

$\sigma_x$ die Spannung parallel der Rohrachse,

$\sigma_y$ die Spannung in tangentialer Richtung,

$\sigma_z$ die Spannung in radialer Richtung,

$\sigma_i$ die durch $\sigma_x$, $\sigma_y$ und $\sigma_z$ hervorgerufene resultierende tangentiale Anstrengung an der Innenfläche des Rohrs ($\sigma_{i_{max}}$ unter der Höchstlast der unbewehrten Rohre bzw. der Last unmittelbar vor dem Eintritt der ersten Risse in den unbewehrten Rohren),

$\sigma_a$ die resultierende tangentiale Anstrengung an der Außenfläche des Rohrs,

schließlich

z der Abstand eines Punktes, für den die Anstrengung ermittelt werden soll, von der Rohrachse.

Nach C. Bach, Elastizität und Festigkeit, § 58, ist

$$\sigma_y = \frac{p_i r_i^2}{r_a^2 - r^2} + p_i \frac{r_a^2 r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \frac{1}{z^2} \qquad \ldots\ldots (2)$$

$$\sigma_z = \frac{p_i r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} - p_i \frac{r_a^2 r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \frac{1}{z^2} \qquad \ldots\ldots (3)$$

Ferner ergibt sich $\sigma_x$ zu

$$\sigma_x = -\frac{P}{\pi (r_a^2 - r_i^2)} \qquad \ldots\ldots\ldots (4)$$

Aus den Werten $\sigma_x$, $\sigma_y$ und $\sigma_z$ findet sich die resultierende Anstrengung im Abstand z von der Rohrachse in tangentialer Richtung aus der Gleichung:

$$\begin{aligned} \frac{\varepsilon_2}{\alpha} &= \sigma_y - \frac{\sigma_z + \sigma_x}{m} \\ &= \frac{p_i r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} + p_i \frac{r_a^2 r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \frac{1}{z^2} - \frac{\frac{p_i r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} - p_i \frac{r_a^2 r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \frac{1}{z^2} - \frac{P}{\pi (r_a^2 - r_i^2)}}{m} \\ &= \frac{\frac{P}{\pi} - p_i r_i^2 + p_i r_a^2 r_i^2 \frac{1}{z^2} + p_i r_i^2 m + p_i r_a^2 r_i^2 m \frac{1}{z^2}}{m (r_a^2 - r_i^2)} \\ &= \frac{\frac{P}{\pi} + p_i r_i^2 \left[ m - 1 + \frac{r_a^2}{z^2} (m + 1) \right]}{m (r_a^2 - r_i^2)} \end{aligned} \qquad (5)$$

und mit $m = 3{,}3$:

$$\frac{\varepsilon_2}{\alpha} = \frac{\frac{P}{\pi} + p_i r_i^2 \left( 2{,}3 + 4{,}3 \frac{r_a^2}{z^2} \right)}{3{,}3 (r_a^2 - r_i^2)} \qquad \ldots\ldots (6)$$

In gleicher Weise findet sich die resultierende Anstrengung in achsialer Richtung zu

$$\frac{\varepsilon_1}{\alpha} = -\frac{3{,}3 \frac{P}{\pi} + 2 p_i r_i^2}{3{,}3 (r_a^2 - r_i^2)} \qquad \ldots\ldots\ldots (7)$$

und die resultierende Anstrengung in radialer Richtung zu

$$\frac{\varepsilon_3}{\alpha} = \frac{\frac{P}{\pi} + p_i r_i^2 \left( 2{,}3 - 4{,}3 \frac{r_a^2}{z^2} \right)}{3{,}3 (r_a^2 - r_i^2)} \qquad \ldots\ldots (8)$$

Mit den Gleichungen (6), (7) und (8) sind die in Abb. 16 für die Höchstlast des Rohrs 14 gültigen Werte berechnet worden. Entscheidend ist, wie allgemein bekannt, die Anstrengung $\frac{\varepsilon_2}{\alpha}$, also die Anstrengung in tangentialer Richtung. Hier fand sich der größte Wert an der Innenfläche des Rohrs zu $\sigma_{i_{max}} = 18{,}1$ kg/cm², an der Außenfläche ergab sich $\sigma_a = 10{,}3$ kg/cm².

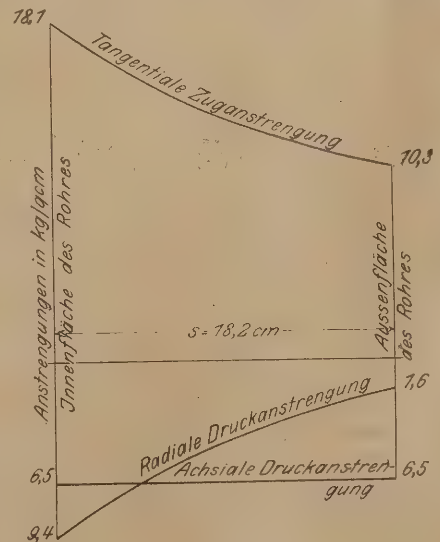



**Abb. 16.** Anstrengungen im Rohr 14 T bei $P_i = 6$ at und $P_a = 42000$ kg.

In gleicher Weise ist für die übrigen unter 3a aufgeführten Rohre verfahren worden. Es fand sich, jeweils für die unter 3a genannten Höchstlasten,

beim Rohr 14 (18,2 cm Wandstärke)
$\sigma_{i_{max}} = 18{,}1$ kg/cm² und $\sigma_a = 10{,}3$ kg/cm²,

„ „ 16 (18 cm Wandstärke)
$\sigma_{i_{max}} = 15{,}3$ „ „ $\sigma_a = 8{,}7$ „ ;

„ „ 20 (12,4 cm Wandstärke)
$\sigma_{i_{max}} = 14{,}7$ „ „ $\sigma_a = 9{,}8$ „ ;

beim Rohr 23 (8,0 cm Wandstärke)

$\sigma_{i_{max}} = 16{,}3$ kg/cm² und $\sigma_a = 12{,}5$ kg/cm²,

„ „ 25 (7,9 cm Wandstärke)

$\sigma_{i_{max}} = 14{,}1$ „ „ $\sigma_a = 10{,}8$ „

im Mittel $\sigma_{i_{max}} = 15{,}7$ kg/cm² [13]).

Die Zugfestigkeit $K_z$ des verwendeten Betons ist gemäß Zusammenstellung 1 im Durchschnitt zu 15,5 kg/cm² ermittelt worden. Der durchschnittliche Wert $K_z$ weicht somit nur sehr wenig von dem Rechnungswert $\sigma_{i_{max}}$ ab, obgleich die Dehnungszahl des Betons mit zunehmender Anstrengung veränderlich ist. Hieraus erhellt, daß Gl. (6) unter den durch die Versuche gegebenen Verhältnissen für die Anstrengung an der Innenfläche der Rohre (tangentiale Anstrengung unter der Höchstlast) Zahlen geliefert hat, die mit der beim Zugversuch ermittelten Zugfestigkeit gut im Einklang stehen, was von erheblichem Interesse erscheint.

c. Verlängerungen auf den Strecken 1 bis 12 (Abb. 12). Dehnungen unmittelbar vor dem Eintritt von Rissen.

Die Ergebnisse der Messungen sind in Zusammenstellung 3 [14]) unter Ziffer 1, 3 und 5 niedergelegt. Die zeichnerische Darstellung der Zahlenreihen (die Wiedergabe mußte mit Rücksicht auf die Druckkosten unterbleiben) zeigt, daß die Dehnungen auf den Meßstrecken 1 bis 12 im allgemeinen rascher gewachsen sind als die Belastungen, wie zu erwarten stand.

Bei den Rohren 20 (12,4 cm Wandstärke), 23 und 25 (8,0 bzw. 7,9 cm Wandstärke) sind die Messungen bis zu Belastungen, die nahe der Höchstlast liegen, durchgeführt worden. Die gesamte Verlängerung betrug auf den Strecken 5 bis 8 (Abb. 12), also auf insgesamt 60 cm Meßstrecke,

beim Rohr 20 unter $p_i = 3{,}75$ at

$0{,}78^1/_{477}$ cm (Höchstlast $p_i = 3{,}75$ at),

„ „ 23 „ $p_i = 2{,}75$ at

$0{,}79^1/_{477}$ cm ( „ $p_i = 2{,}95$ at),

„ „ 25 „ $p_i = 2{,}25$ at

$0{,}79^1/_{477}$ cm ( „ $p_i = 2{,}5$ at),

somit im Mittel $0{,}79^1/_{477}$ cm auf 60 cm,

d. i. 0,028 mm auf 1 m,

gegenüber 0,064 mm auf 1 m

welche bei Zugversuchen unmittelbar vor dem Bruch gemessen wurden (Zusammenstellung 1, Fußbemerkung 1). Die Gegenüberstellung der Zahlen 0,028 mm (größte Dehnung auf den Meßstrecken 5 bis 8 an der Außenfläche der unbewehrten Rohre) und 0,064 mm (Dehnungsfähigkeit des Betons bei Zugbeanspruchung) zeigt im Einklang mit unseren Erkenntnissen über die Widerstandsfähigkeit von Hohlzylindern mit starken Wandungen, daß der Bruch nicht von der Außenfläche ausgegangen sein kann. Näheres hierzu vgl. unter b).

d) Anstrengungen des Betons an den Außenflächen der Rohre, ermittelt auf Grund der ausgeführten Messungen. Vergleich der Anstrengungen nach den Messungen mit denen nach der Rechnung.

Der Zusammenhang zwischen Zugbelastung und Verlängerung des Betons, wie er nach den in Zusammenstellung 1 niedergelegten Versuchsergebnissen besteht, ermöglicht die Bestimmung der durchschnittlichen Zuganstrengung auf den Meßstrecken 1 bis 12 aus den in diesen Strecken gemessenen Verlängerungen.

Z. B. fand sich beim Rohr 20 (12,4 cm Wandstärke) auf den Meßstrecken 5 bis 8:

| für die Belastungsstufen $p_i$ | Maschinenlast $P_a$ | nach den Messungen $\sigma_a$ | nach der Rechnung $\sigma_a$ | Unterschied |
|---|---|---|---|---|
| at | kg | kg/cm² | kg/cm² | kg/cm² |
| 0 ÷ 1 | 0 ÷ 6500 | 2,2 | 2,6 | + 0,4 |
| 0 ÷ 2 | 0 ÷ 13000 | 4,8 | 5,3 | + 0,5 |
| 0 ÷ 2,5 | 0 ÷ 16000 | 6,7 | 6,6 | — 0,1 |
| 0 ÷ 3 | 0 ÷ 19000 | 7,9 | 7,9 | 0 |
| 0 ÷ 3,25 | 0 ÷ 20500 | 8,7 | 8,5 | — 0,2 |
| 0 ÷ 3,75 | 0 ÷ 23500 | 9,9 | 9,8 | — 0,1 |

ferner aus dem Durchschnitt der Messungen an den Rohren 3 und 25 (8 cm Wandstärke):

| bei $p_i$ | und P | nach den Messungen $\sigma_a$ | nach der Rechnung $\sigma_a$ | Unterschied |
|---|---|---|---|---|
| at | kg | kg/cm² | kg/cm² | kg/cm² |
| 0 ÷ 0,5 | 0 ÷ 3000 | 2 | 2,2 | + 0,2 |
| 0 ÷ 1 | 0 ÷ 6000 | 3,9 | 4,3 | + 0,4 |
| 0 ÷ 1,5 | 0 ÷ 9000 | 5,8 | 6,5 | + 0,7 |
| 0 ÷ 2 | 0 ÷ 12000 | 7,9 | 8,6 | + 0,7 |
| 0 ÷ 2,25 | 0 ÷ 13400 | 9 | 9,7 | + 0,7 |
| 0 ÷ 2,5 | 0 ÷ 14750 | 10,1 | 10,7 | + 0,6 |
| 0 ÷ 2,75 | 0 ÷ 16100 | 11,3 | 11,8 | + 0,5 |

Die Unterschiede zwischen Rechnung und Versuch blieben unerheblich. (Forsetzung folgt.)

[13]) Hinsichtlich der Abweichungen der Einzelwerte ist hier wie auch bei späteren Vergleichen zu berücksichtigen, daß das Alter der Rohre am Prüfungstag 95 bis 113 Tage betrug, also bei den ältesten Rohren um 18 Tage größer war als bei den jüngsten. Näheres in Zusammenstellung 3.

[14]) Wegen der Kosten mußte auf den Abdruck der Zusammenstellung 3 verzichtet werden. Abschriften werden in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart gegen Erstattung der Selbstkosten hergestellt.

# DIE INANSPRUCHNAHME EINES VIERSEITIGEN TURMPFEILERS DURCH EIN VERDREHUNGSMOMENT.

*Von R. Jung, Halle (Saale).*

***Übersicht:*** Die in der Überschrift gekennzeichnete Aufgabe wird mittels des Satzes von der kleinsten Formänderungsarbeit gelöst; dabei erscheint der betrachtete Turmpfeiler hinsichtlich der in Frage kommenden Kraftwirkung — Verdrehungsmoment — als einfach statisch unbestimmtes System. Die unter vereinfachenden Annahmen durchgeführten Entwicklungen führen zu Ergebnissen, die in einer Zusammenstellung aufgeführt sind und mittelbar für rechteckige, prismenförmige Turmpfeiler mit eins bis sechs Feldern gleicher Länge verwendet werden können. Bereits bei dem gewählten einfachen Beispiel werden die Rechnungen so umständlich, daß es je nach der baulichen Ausbildung des Turmpfeilers aus praktischen Gründen zulässig erscheint, eine statisch bestimmte Kraftwirkung auch des Drehmomentes anzunehmen.

Diese Aufgabe ist im einschlägigen Schrifttum m. W. erst einmal, und zwar im Zentralbl. der Bauverw. 1905, Seite 228, als eine besondere Anwendung des Satzes von der kleinsten Formänderungsarbeit behandelt und in Form einer kurzen Mitteilung veröffentlicht worden. Die Prüfung der Festigkeitsberechnung zu einer einarmigen Signalbrücke war der Anlaß, mich etwas eingehender mit dieser Frage zu beschäftigen.

Abb. 1 zeigt die Signalbrücke im Aufriß und Grundriß. Lotrechte Belastungen und die durch sie hervorgerufenen Beanspruchungen werden in bekannter Weise für sich ermittelt und können außer Betracht bleiben. Im vorliegenden Falle kommt das den Pfeiler auf Verdrehen beanspruchende Moment durch den Winddruck auf den Ausleger und die auf ihm befestigten Signalteile zustande. In jedem andern Falle, sofern nur grundsätzliche Übereinstimmung mit dem vorliegenden besteht, kann das Verdrehungsmoment natürlich auch durch andere seitliche Kräfte hervorgerufen werden.

Die üblichen vereinfachenden Annahmen (gelenkige Knotenpunkte u. a. m.) können natürlich auch hier nicht entbehrt werden und bedürfen daher weder einer besonderen Rechtfertigung noch einer näheren Erläuterung. Im besonderen ist zu bemerken, daß die vier Eckstiele des Pfeilers unter sich parallel sein und im Grundriß mit den vier Eckpunkten eines

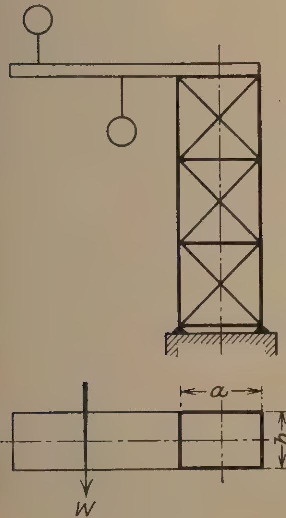



Abb. 1.

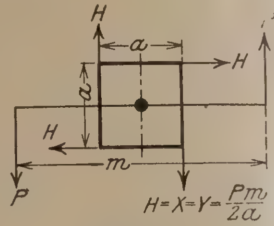



Abb. 2.

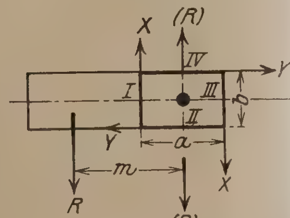



Abb. 3.

Rechtecks zusammenfallen mögen. Damit werden die nachfolgenden Entwickelungen vereinfacht und durchsichtiger gehalten, ohne daß ihre Anwendung auf anders gestaltete Pfeiler — etwa abgestumpfte Pyramiden — allzu sehr erschwert würde. Aus demselben Grunde sollen auch die Felder der Seitenwände gleichlang vorausgesetzt und ferner angenommen werden, daß die wohl stets kreuzweise angeordneten Schrägen (Diagonalen) nur Zugspannungen aufnehmen könnten.

Die gestellte Aufgabe ist einfach statisch unbestimmt wird sie noch dadurch vereinfacht, daß man das Grundrißrechteck des Pfeilerquerschnittes quadratisch voraussetzt ($a = b$) und ein symmetrisch angreifendes Verdrehungsmoment Pm (s. Abb. 2) auf den Pfeiler wirken läßt, so muß dieses zu gleichen Teilen von den vier Wänden aufgenommen werden und die statisch Unbestimmte X oder Y je $= \frac{P\,m}{2\,a}$ sein.

Für den vorliegenden Fall ist die Sachlage jedoch allgemeiner zu halten, und zwar so wie in Abb. 3 dargestellt. Die allein wirkende Kraft R tritt jetzt an Stelle von W in Abb. 1 und ist die Mittelkraft aller einseitig wirkenden, wagerechten Kräfte (Winddrücke o. ä.). Die Wirkung des Drehmomentes Rm wird durch die statisch Unbestimmte X oder Y und ihre zugehörigen Kräftepaare $X a + Y b$ sowie durch die Querkraft R ersetzt. Nach Abb. 3 ist $M = R m = X a + Y b$ oder $Y = \frac{M - X a}{b}$, so daß als statisch Unbestimmte X übrig bleibt. Zu ihrer Ermittlung dient die Beziehung:

$$\sum \frac{S\,s}{E\,F}\,\frac{\partial S}{\partial X}\,d\,x = 0,$$

in der die Buchstaben die übliche Bedeutung haben. Da E unveränderlich ist, wird es in den folgenden Ableitungen fortgelassen.

Als Beispiel soll ein vierseitiger Turmpfeiler mit sechs gleichlangen Feldern ($\lambda$) betrachtet werden; er ist in Abb. 4 dargestellt, die auch zwei Seitenwände I und II in der Zeichnungsebene ausgebreitet zeigt. An Hand dieser Darstellung sind in der nachfolgenden Zusammenstellung sämtliche Werte für die

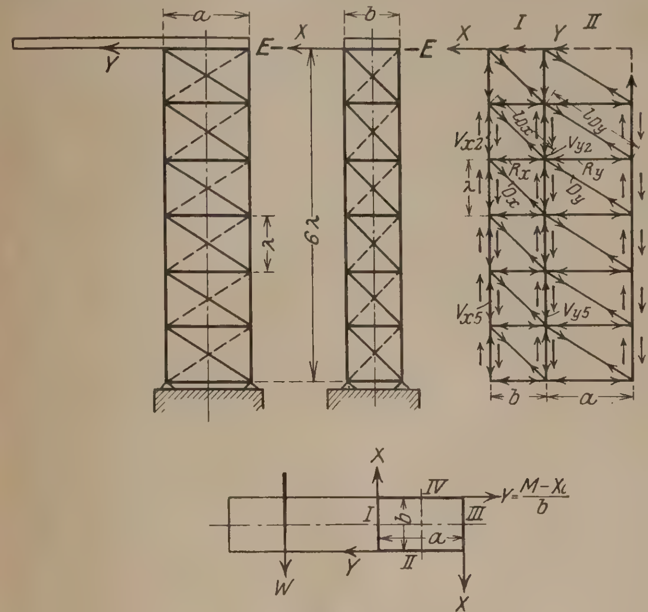



Abb. 4.

Wand I.

| 1<br>Stab | 2<br>S | 3<br>$\frac{\partial S}{\partial X}$ | 4<br>$S\frac{\partial S}{\partial X}\frac{s}{F_x}$ | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|
| | | a) Pfosten. | | | |
| $V_{x1}$ | $X\frac{\lambda}{b}$ | $\frac{\lambda}{b}$ | $X\frac{\lambda^3}{b^2 F}$ | 1 | 0 |
| $V_{x2}$ | $X\frac{3\lambda}{b} - \frac{M\lambda}{a\,b}$ | $\frac{3\lambda}{b}$ | $\left(X \cdot 9 - M\frac{3}{a}\right)\frac{\lambda^3}{b^2 F_x}$ | 10 | 3 |
| $V_{x3}$ | $X\frac{5\lambda}{b} - \frac{2M\lambda}{a\,b}$ | $\frac{5\lambda}{b}$ | $\left(X \cdot 25 - M\frac{10}{a}\right)\frac{\lambda^3}{b^2 F_x}$ | 35 | 13 |
| $V_{x4}$ | $X\frac{7\lambda}{b} - \frac{3M\lambda}{a\,b}$ | $\frac{7\lambda}{b}$ | $\left(X \cdot 49 - M\frac{21}{a}\right)\frac{\lambda^3}{b^2 F_x}$ | 84 | 34 |
| $V_{x5}$ | $X\frac{9\lambda}{b} - \frac{4M\lambda}{a\,b}$ | $\frac{9\lambda}{b}$ | $\left(X \cdot 81 - M\frac{36}{a}\right)\frac{\lambda^3}{b^2 F_x}$ | 165 | 70 |
| $V_{x6}$ | $X\frac{11\lambda}{b} - \frac{5M\lambda}{a\,b}$ | $\frac{11\lambda}{b}$ | $\left(X \cdot 121 - M\frac{55}{a}\right)\frac{\lambda^3}{b^2 F_x}$ | 286 | 125 |

$$\sum S\,\frac{\partial S}{\partial X}\,\frac{s}{F_x} = \left(286\,X - 125\,\frac{M}{a}\right)\frac{\lambda^3}{b^2 F_x}$$

b) Schrägen.

| Stab | S | $\frac{\partial S}{\partial X}$ | $S\frac{\partial S}{\partial X}\frac{s}{F_x}$ | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|
| $D_x$ | $X\frac{l_{Dx}}{b}$ | $\frac{l_{Dx}}{b}$ | $X\frac{l_{Dx}^2}{b^2}\frac{l_{Dx}}{F_{Dx}}$ [1] | 6 | — |

$$\sum S\,\frac{\partial S}{\partial X}\,\frac{s}{F_x} = 6\,X\,\frac{l_{Dx}^3}{b^2 F_{Dx}}\ ^{1)}$$

c) Riegel.

| Stab | S | $\frac{\partial S}{\partial X}$ | $S\frac{\partial S}{\partial X}\frac{s}{F_x}$ | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|
| $R_x$ | X | 1 | $X\frac{b}{F_{Rx}}$ | 6 | |

$$\sum S\,\frac{\partial S}{\partial X}\,\frac{s}{F_x} = 6\,X\,\frac{b}{F_{Ry}}$$

Wand II.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|
| Stab | S | $\frac{\partial S}{\partial X}$ | $S \frac{\partial S}{\partial X} \frac{s}{F_y}$ | | |
| | | | a) Pfosten. | | |
| $V_{y1}$ | $\frac{M - Xa}{b} \frac{\lambda}{a}$ | $-\frac{\lambda}{b}$ | $\left(X - \frac{M}{a}\right) \frac{\lambda^3}{b^2 F_y}$ | 1 | 1 |
| $V_{y2}$ | $M \frac{2\lambda}{ab} - X \frac{3\lambda}{b}$ | $-\frac{3\lambda}{b}$ | $\left(X \cdot 9 - M \frac{6}{a}\right) \frac{\lambda^3}{b^2 F_y}$ | 10 | 7 |
| $V_{y3}$ | $M \frac{3\lambda}{ab} - X \frac{5\lambda}{b}$ | $-\frac{5\lambda}{b}$ | $\left(X \cdot 25 - M \frac{15}{a}\right) \frac{\lambda^3}{b^2 F_y}$ | 35 | 22 |
| $V_{y4}$ | $M \frac{4\lambda}{ab} - X \frac{7\lambda}{b}$ | $-\frac{7\lambda}{b}$ | $\left(X \cdot 49 - M \frac{28}{a}\right) \frac{\lambda^3}{b^2 F_y}$ | 84 | 50 |
| $V_{y5}$ | $M \frac{5\lambda}{ab} - X \frac{9\lambda}{b}$ | $-\frac{9\lambda}{b}$ | $\left(X \cdot 81 - M \frac{45}{a}\right) \frac{\lambda^3}{b^2 F_y}$ | 165 | 95 |
| $V_{y6}$ | $M \frac{6\lambda}{ab} - X \frac{11\lambda}{b}$ | $-\frac{11\lambda}{b}$ | $\left(X \cdot 121 - M \frac{66}{a}\right) \frac{\lambda^3}{b^2 F_y}$ | 286 | 161 |

$$\sum S \frac{\partial S}{\partial X} \frac{s}{F_y} = \left(286\, X - 161 \frac{M}{a}\right) \frac{\lambda^3}{b^2 F_y}$$

b) Schrägen.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $D_y$ | $\frac{M - Xa}{b} \frac{l_{Dy}}{a}$ | $-\frac{l_{Dy}}{b}$ | $\left(X - \frac{M}{a}\right) \frac{l^3_{Dy}}{b^2 F_{Dy}}$ [1] | 6 | 6 |

$$\sum S \frac{\partial S}{\partial X} \frac{s}{F_y} = 6 \left(X - \frac{M}{a}\right) \frac{l^3_{Dy}}{b^2 F_{Dy}}$$

c) Riegel.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $R_y$ | $\frac{M - Xa}{b}$ | $-\frac{a}{b}$ | $\left(X - \frac{M}{a}\right) \frac{a^3}{b^2 F_{Ry}}$ | 6 | 6 |

$$\sum S \frac{\partial S}{\partial X} \frac{s}{F_y} = 6 \left(X - \frac{M}{a}\right) \frac{a^3}{b^2 F_{Ry}}$$

Stabspannungen S und die daraus abgeleiteten Ausdrücke $\frac{\partial S}{\partial X}$ und $S \frac{\partial S}{\partial X} \frac{s}{F_x}$ aufgeführt. Aus der Bedingung

$$\sum S \frac{\partial S}{\partial X} \frac{s}{F} = 0,$$

umfassend sämtliche Stäbe V, D und R der beiden Wände I und II, ergibt sich die Bestimmungsgleichung

$$X \left[286 \frac{\lambda^3}{b^2} \left(\frac{1}{F_{Vx}} + \frac{1}{F_{Vy}}\right) + \frac{6}{b^2} \left(\frac{l^3_{Dx}}{F_{Dx}} + \frac{l^3_{Dy}}{F_{Dy}}\right) + \frac{6\,b}{F_{Rx}} + \frac{6\,a^3}{b^2 F_{Ry}}\right]$$
$$= \frac{M}{a} \left[\frac{\lambda^3}{b^2} \left(\frac{125}{F_x} + \frac{161}{F_y}\right) + \frac{6}{b^2} \left(\frac{l^3_{Dy}}{F_{Dy}} + \frac{a^3}{F_{Ry}}\right)\right]$$

für die Ermittlung des statisch Unbestimmten X.

Die Spalten 5 und 6 der Zusammenstellung enthalten jeweils die Zahlenbeiwerte, die den Werten X und $\frac{M}{a}$ vorzusetzen und die im vorliegenden Falle bei n = 6 Feldern für die Pfosten 286 und 125 bzw. 286 und 161 sind. Hätte der zu betrachtende Turm nur vier Felder, so würden diese Beiwerte 84 und 34 bzw. 84 und 50 sein; bei den Schrägen wäre demgemäß anstatt $6\,X \frac{l^3_{Dx}}{b^2 F_{Dx}}$ zu setzen: $4\,X \frac{l^3_{Dx}}{b^2 F_{Dx}}$ bzw. $4 \left(X - \frac{M}{a}\right) \frac{l^3_{Dy}}{b^2 F_{Dy}}$ und entsprechend bei den Riegeln.

Nimmt man, um ein einfaches Beispiel anzuführen, sämtliche Querschnittswerte = F und a = b = λ an, woraus $l_{Dx} = l_{Dy} = \lambda \sqrt{2}$, so wird sich für jede Felderzahl von n = 1 bis n = 6 mit Hilfe der zugehörigen, aus der Zusammenstellung zu entnehmenden Zahlenbeiwerte stets $X = \frac{1}{2} \frac{M}{\lambda}$ ergeben, in Übereinstimmung mit der bereits oben ausgesprochenen Behauptung, daß für den quadratischen Grundrißquerschnitt des Pfeilers stets $X = \frac{P\,m}{2\,a} = \frac{1}{2} \frac{M}{a}$ sein müsse.

Bei der Ermittelung der Gesamtspannungen der einzelnen Stäbe ist natürlich auch die Wirkung von $\frac{R}{2}$ als Querkraft auf die beiden Wände I—III zu berücksichtigen (vgl. Abb. 3).

Obwohl in dem oben gewählten Beispiel möglichst weitgehender Gebrauch von vereinfachenden Annahmen gemacht wurde, haben sich trotzdem die erforderlichen Entwickelungen recht umfangreich gestaltet, und es wird in jedem Falle von praktischen Erwägungen abhängen, wie weit man glaubt, die grundsätzliche Bedeutung des Verfahrens berücksichtigen zu müssen. Stillschweigende Voraussetzung ist zudem gewesen, die Verbindung zwischen Pfeilerkopf und dem auf ihm liegenden Auslegerende sei baulich so ausgebildet, daß das Verdrehungsmoment auch tatsächlich auf alle 4 Wände des Turmes übertragen würde. Für die Erfüllung dieser Voraussetzung könnte ein wagerechter Windverband am Pfeilerkopf in der Ebene E—E (s. Abb. 4 und 5) schon als ausreichend angesehen werden. Fehlt aber ein solcher, was oft der Fall sein wird, dann entspricht es der Wirklichkeit besser, anzunehmen, das Drehmoment M werde lediglich von den beiden gegenüberliegenden Wänden II—IV aufgenommen, die also in diesem Falle am Kopfende durch die Zusatzkräfte $H = \frac{M}{b}$ beansprucht würden, während Wand I die Querkraft R allein aufzunehmen habe und Wand III überhaupt keine Inanspruchnahme durch M erfährt. Die letztere Annahme trifft wohl stets, was hier noch besonders hervorgehoben sein möge, bei den pyramidenförmigen, eisernen Masten zu, die zum Tragen von Starkstromleitungen dienen und in ihrem oberen Teile, wo die Querträger für die Isolatoren angebracht sind, bereits zu eng sind, um noch etwaige wagerechte Querverbände aufnehmen zu können. Da diese Masten aber oft eine ungerade Anzahl von Leitungen zu tragen haben, so werden sie in diesen Fällen auf Verdrehen beansprucht, ohne daß bisher jedoch vorgeschrieben wäre, diese Mehrbeanspruchung zu berücksichtigen.

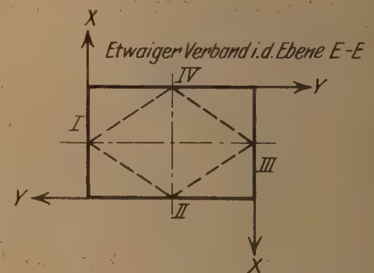



Abb. 5.

---

# NEUBAU DER WAAGENFABRIK A. BÖHMER & Co., MAGDEBURG.

*Von G. Mensch, Charlottenburg, Beratender Ingenieur und Assistent a. d. Techn. Hochschule.*

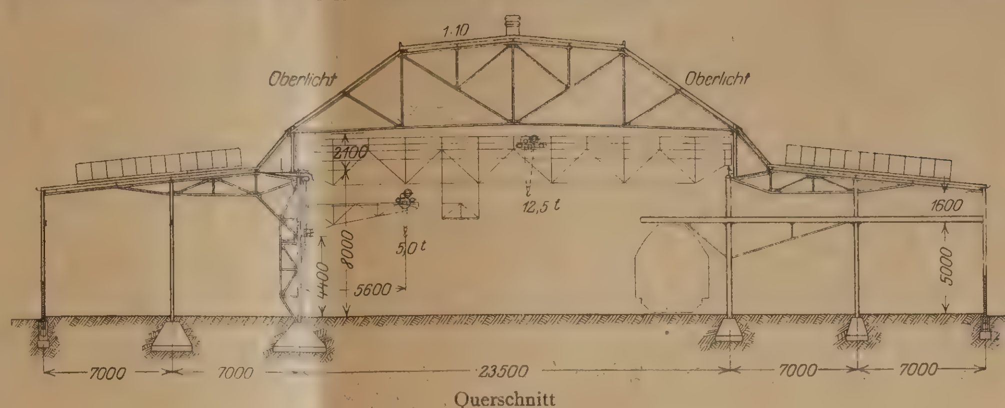
Die Firma August Böhmer & Co., Zentesimal-Waagenfabrik in Magdeburg, welche sich aus kleinen Anfängen schnell zu einem großen Unternehmen entwickelt hat, beschäftigt sich mit der Anfertigung von Waagen aller Art bis zu den größten Abmessungen. Es sind von ihr bereits Eisenbahn-Gleis-Waagen von 150 t und andere von 5000 t Wiegefähigkeit geliefert. Außer dem Werk in Magdeburg besitzt sie noch eine modern eingerichtete Fabrik in Gleiwitz. Da das Magdeburger Werk den heutigen Ansprüchen nicht mehr genügt, hat die Firma ein größeres Gelände an der Königsborner Straße erworben, auf welchem eine neue Anlage im Entstehen be-

[1]) $l_{Dx}$ u. $l_{Dy}$ = Längen der Schrägen } entsprechend
$F_{Dx}$ u. $F_{Dy}$ = Querschnittflächen der Schrägen } bei den Riegeln.

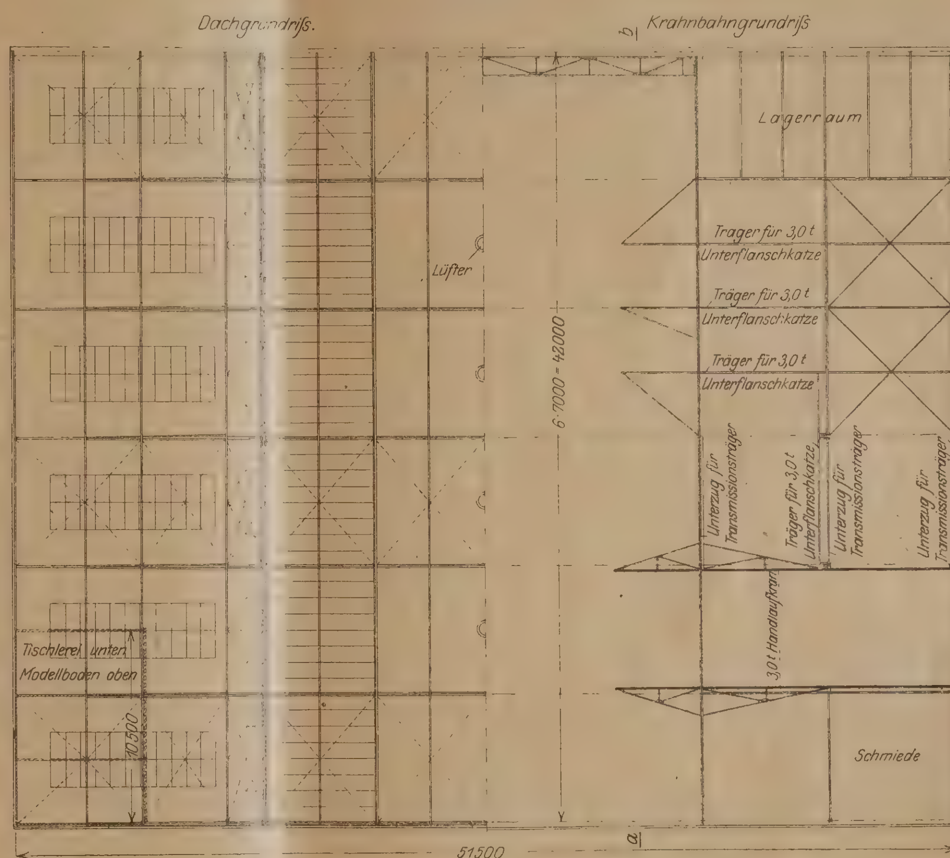
griffen ist. Mit der Entwurfsbearbeitung wurde der Verfasser betraut, in dessen Bauingenieurbüro auch sämtliche Werkzeichnungen, Stücklisten und Fundamentzeichnungen hergestellt wurden, da die Bauherrschaft sich entschlossen hat, die Eisenkonstruktion für die Halle in der eigenen Werkstatt anzufertigen.

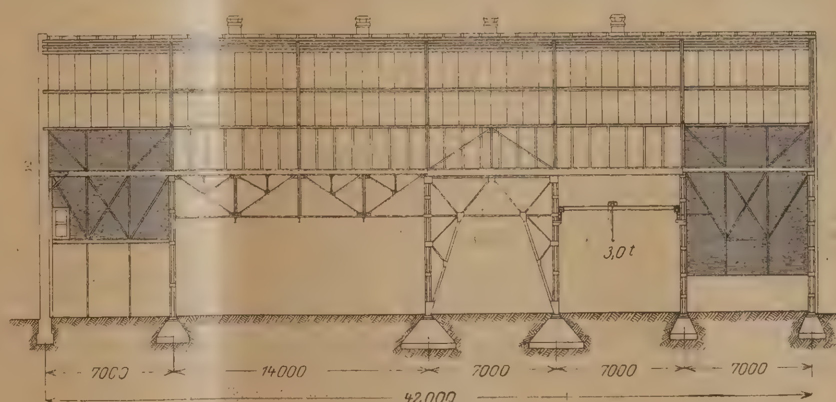
Die Gesamtanordnung der neuen Anlage ergab sich naturgemäß aus den Erfordernissen des Betriebes. Am festen Giebel einer Werkhalle von 51,5 × 42 m (Abb. 1) befindet sich das Verwaltungsgebäude, wobei die Meisterstube so gelegt wurde, daß sie vom Verwaltungsgebäude als auch von der Fabrik leicht zu erreichen und von ihr aus ein guter Überblick über den Betrieb möglich ist. Das große Mittelschiff der Werkhalle dient für die Montagearbeiten, während in den Seitenhallen die Werkbänke, Bearbeitungsmaschinen und Lager untergebracht sind. Die Schmiede und die Tischlerei befinden sich in den Seitenhallen vor dem versetzbaren Eisenfachwerkgiebel der zunächst 42 m langen Halle, welche je nach Bedarf bis auf 120 m verlängert werden kann, so daß sich diese Räume nach einer Erweiterung in der Nähe der Mitte der Halle befinden. Besonderer Wert wurde auf die Anordnung der Krane gelegt. Für die Mittelhalle waren in einem Vorentwurf zwei nebeneinander laufende Krane vorgesehen, deren mittlere Laufbahnen an die Binder angehängt werden sollten. Das Werk der Firma A. Böhmer & Co. in Gleiwitz besitzt eine derartige Halle mit drei nebeneinander laufenden Kranen. Nachträglich entschloß sich die Bauherrschaft jedoch zu der Anordnung eines Laufkranes und eines fahrbaren Anlegekranes. Um die in der rechten Seitenhalle zu bearbeitenden und zu lagernden Träger mit möglichst wenig Arbeitskräften nach dem Mittelschiff befördern zu können, wurden ein 3 t-Laufkran und 3 Unterflanschkatzen vorgesehen. Die letzteren sind so angeordnet, daß sie gemeinsam Arbeitsstücke von etwa 14 m Länge bewegen können, was durch das Fortlassen von zwei Stützen an dieser Stelle erreicht wurde. Die entsprechenden Binder und die Kranbahn sind, wie der Längsschnitt a—b Abb. 1 zeigt, abgefangen.

In statischer Hinsicht hat sich das in Abb. 2 dargestellte Tragwerk ergeben. Die Scheibe A und die Pendelstütze B bilden einen Dreigelenkträger, an welchen die Scheiben C und D gelenkig angeschlossen sind. Alle übrigen Stützen sind Pendelstützen, wobei die der Außenlängswände durch einen Gelenkstab mit dem übrigen Tragwerk verbunden sind. Diese Anordnung hat sich aus der Überlegung ergeben, daß die Dreigelenkträgerkonstruktion A—B, welche infolge der durch den Auslegerkran verursachten Momente verhältnismäßig stark ausgebildet werden mußte, auch für Momente in umgekehrter Richtung mit Vorteil ausgenutzt werden konnte, so daß also



Querschnitt



Längsschnitt a—b

Abb. 1.

auch alle seitlichen Kräfte von der gegenüberliegenden Seitenhalle von ihr aufgenommen werden können. Es war dadurch möglich, für die rechte Seitenhalle ohne eingespannte Stützen und sonstige Querversteifungen auszukommen. Neben einem geringen Eisenverbrauch hat die Anordnung den Vorzug, daß die Kosten für die Fundamente gleichfalls gering geworden sind, da keines von ihnen Einspannungsmomente aufzunehmen hat.

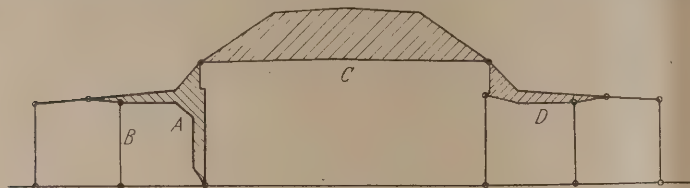


Abb. 2.

Über die baulichen Einzelheiten sei noch erwähnt, daß die Kranlaufbahnen der Mittelhalle für den 12,5 t-Kran unmittelbar auf die Stützenköpfe gelegt wurden, um Momente in diesen zu vermeiden. Dementsprechend wurden die Binder der Mittelhalle seitlich von den Stützenköpfen gelagert. Das Dach der Mittelhalle hat zwei seitliche schräge Oberlichter erhalten im Gegensatz zu einer zuerst geplanten Anordnung mit zwei kleineren seitlichen und noch einem durchgehenden Firstoberlicht. Bei der jetzigen Ausführung ist das Oberlicht wesentlich billiger, da statt 7 oberen und unteren Abdichtungsstreifen nur 4 erforderlich geworden sind. Außerdem wurde noch von der Anordnung eines mittleren Oberlichtes abgesehen, weil die Entlüftung im First stärkere Staubablagerung unter den Scheiben zur Folge hat. Der fachwerkartige Teil der Dreigelenkträgerkonstruktion der linken Seitenhalle ist doppelwandig ausgebildet, nur der Stab unterhalb der Dachstützen ist wegen des besseren Anschlusses einwandig. Neben den Dachstützen unterhalb der Dachschrägen befindet sich ein Laufsteg zum Besteigen des Laufkranes.

Das Gewicht der gesamten Eisenkonstruktion der Halle einschließlich der versetzbaren Giebelwand beträgt 140 t oder nur 65 kg/m² Grundfläche.

## ZUR FRAGE „WERKVERTRAG UND GELDENTWERTUNG“.

*Von Regierungs-Baumeister a. D. Arth. H. Müller, Blankenese.*

Herr Dr.-Ing. Paul Müller, Düsseldorf, nimmt in Heft 11 dieses Jahrganges Stellung zu meiner Veröffentlichung zu diesem Thema in Heft 6 dieses Jahrganges und glaubt, das von ihm angegebene Verfahren zur Berücksichtigung der Geldentwertung als das einfachere und richtigere empfehlen zu müssen. Demgegenüber möchte ich noch einmal zum Ausdruck bringen, daß Herr Dr.-Ing. Müller am Kernpunkt der Frage vorübergeht. Es kommt, wie ich bereits in meiner ersten Abhandlung betont habe, nicht darauf an, den Preis einer Lieferung in dem Augenblick festzustellen, in dem sie geleistet wird, sondern in dem Augenblick, in dem sie bezahlt wird; denn dann erst ist der Unternehmer in die Lage versetzt, sich für die gelieferte Ware Ersatz zu beschaffen. Das Gleiche gilt auch für die Bezahlung der geleisteten Arbeit. Der Unternehmer streckt Geld vor für die Löhnung; er hat ein Recht darauf, dieses Geld nicht entwertet zurückzuerhalten. Daher muß das Geld am Zahlungstage gewogen und auf den Wert zurückgeführt werden, den es im Verhältnis zu dem Gelde hat, in welchem die Rechnung aufgemacht wurde. Das ist klar und einfach und hat den großen Vorzug, daß die Abrechnung unter Zugrundelegung der ausgehandelten Vertragspreise erfolgen kann. Wie der Index zu ermitteln ist, ist in meiner ersten Abhandlung gezeigt.

Ein solches Verfahren ist auch so einfach und einleuchtend, daß es von jedem Auftraggeber als gerecht erkannt wird, während es schwierig sein dürfte, einem Bauherrn die Berechtigung der Faktoren, die Herr Dr.-Ing. Müller vorschlägt, auseinander zu setzen. Wenn Herr Dr.-Ing. Müller meint, daß die von mir vorgeschlagene Art der Abrechnung als Vertrag im eigentlichen Sinne nicht aufgefaßt werden könne, da der Zahlungsmodus nicht genau festläge, so ist darauf zu erwidern, daß darin gerade der Vorzug des Verfahrens besteht. Es hat keinen Zweck, einen Vertrag auf einen festen Zahlungsmodus zu gründen, wenn dieser Modus nachher doch nicht eingehalten wird. Die Kapitalanforderungen, die an einen Bauherrn gestellt werden, sind nicht immer so einfach zu befriedigen, daß er pünktlich an jedem vorgesehenen Zahlungstermin das Geld auf den Tisch legen kann. Es gibt auch nicht nur anständige Bauherrn, die bemüht sind, die vertraglichen Zahlungstermine einzuhalten. Gerade um nun zu vermeiden, daß betrügerische Bauherrn oder schlechte Zahler sich bewußt oder unbewußt auf Kosten des Unternehmers einen Vorteil verschaffen, indem sie ihn verspätet mit schlechtem Gelde bezahlen, ist es eine Notwendigkeit, den Wert des Geldes am Zahlungstage zu wägen, und zwar nicht mit der Devisenwage, sondern mit der Wage, die der jeweils zu bezahlenden Lieferung oder Leistung entspricht.

Daraus ergibt sich auch von selbst, wie zu verfahren ist, wenn die angenommene Bauzeit nicht eingehalten wird. Ist der Unternehmer verantwortlich für die Überschreitung der Bauzeit, so ist der Bauherr berechtigt, am Tage der vertraglichen Fertigstellungsfrist den voraussichtlichen Restbetrag für die Beendigung der Arbeiten dem Unternehmer gegen entsprechende Sicherheitsleistung zur Verfügung zu stellen und zu veranlassen, daß der Unternehmer dafür die Gegenleistung vollbringt. Es fällt also nun dem Unternehmer die Verpflichtung zu, für die Wertbeständigkeit des bezahlten Geldes, das selbstverständlich nach dem am Zahlungstage gültigen Index zu bemessen war, zu sorgen. Wenn der Unternehmer das ablehnt oder es ablehnt, genügende Sicherheit zu stellen, so begibt er sich damit des Anspruches auf Berücksichtigung der weiteren Geldentwertung.

## AUFLAGERUNG DER LÄNGSTRÄGER AUF DEN QUERTRÄGERN BEI BRÜCKENBAUTEN.

*Von Dipl.-Ing. E. Schmidt, Berlin-Lichterfelde.*

Um die ungünstige Beanspruchung der Fahrbahnträger durch die feste Vernietung der Längsträger mit den Querträgern zu vermeiden, werden in vielen Fällen durchgehende auf den Querträgern gelagerte Längsträger angeordnet. Ihre Befestigung erfolgt entweder durch Knaggen oder ähnliche Konstruktionen, um die Längsverschiebung nicht zu hemmen. Um eine zentrische Auflagerung zu erzielen, werden bisweilen besondere Lagerkörper verwendet. Derartig gelagerte Längsträger sind entschieden den Konstruktionen mit festen Anschlüssen vorzuziehen, denn die Nebenspannungen werden wesentlich herabgemindert, und falls ein Bremsträger bei dem Überbau vorhanden ist, werden

die Bremskräfte von ihm aufgenommen. Werden aber durchgehende auf den Querträgern gelagerte Längsträger verwendet und mit den Querträgern fest vernietet, so werden, abgesehen von den ungünstig beanspruchten Fahrbahnträgern, die Befestigungsniete durch die negativen Auflagerkräfte ungünstig beeinflußt und außerdem überträgt sich auch die durch die Flächenauflagerung der Querschwellen verursachte Torsion des Längsträgers auf die Nietköpfe. Die durch die Flächenauflagerung der Querschwellen bedingte Torsion der Längsträger kann allerdings durch Anordnung einer Querverbindung zwischen den beiden Längsträgern an ihren Auflagerpunkten wesentlich verringert werden, oder durch Anordnung eines schmalen einseitigen Flacheisens auf dem Längsträger als Auflagerfläche für die Querschwelle (Abb. 1). Dadurch wird erreicht, daß die Hauptlast in den Steg des Längsträgers geleitet und eine übermäßig starke Biegungsbeanspruchung des einen Flansches vermieden wird. Noch einfacher läßt sich die Torsion einschränken,

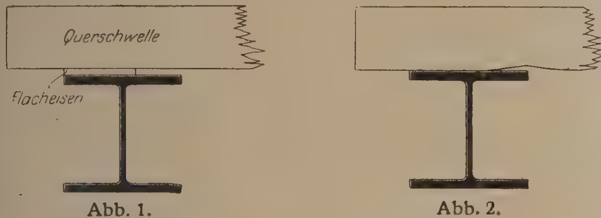
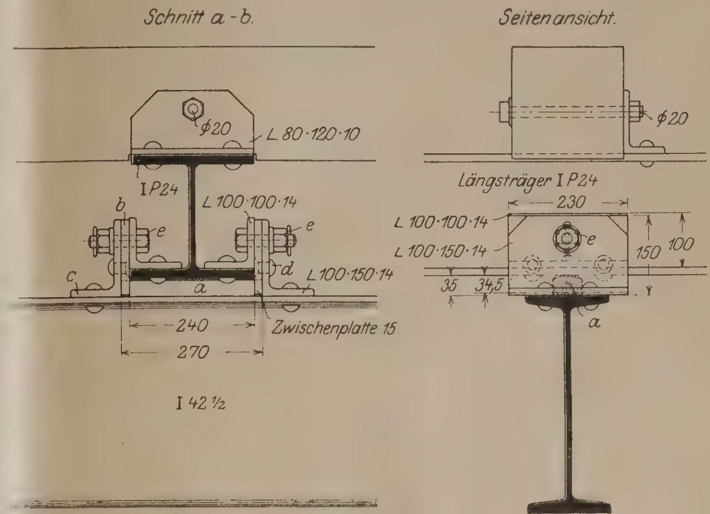



Abb. 1. Abb. 2.

wenn die Querschwelle derart ausgeschnitten wird, daß der am meisten beanspruchte Teil des Flansches als Auflagerfläche ausgeschaltet wird (Abb. 2). Dieser letzteren Ausführung haftet der Nachteil an, daß eine Querschnittsverringerung der Querschwelle eintritt, die besonders dann ungünstig wirkt, wenn sie nicht allmählich stattfindet. Derartige Maßnahmen sind leicht auszuführen und nicht allzu teuer, bedingen aber die Verwendung einer breiteren Querschwelle insbesondere bei Zugrundelegung des Lastenzuges N und der neuen Vorschriften, die nur bei Kiefernholz eine Beanspruchung von 15 kg/cm² senkrecht zur Faser zulassen.

Eine neue zentrische Auflagerung (D. R. G. M. Nr. 835068) durchgehender Längsträger, die eine freie Durchbiegung und eine Längsverschiebung gewährleistet und gleichzeitig die Seitensteifigkeit erhöht, ist in Abb. 3 dargestellt. Die Vorteile dieser Auflagerung werden dadurch erreicht, daß ein besonderer Lagerkörper a zur Verwendung kommt, der seitlich durch mit entsprechenden Ausschnitten versehene Bleche b festgehalten wird. Diese Bleche sind ihrerseits mit den auf dem Querträger angenieteten Winkeleisen c durch die auf einer Seite versenkten Niete d fest verbunden. Dadurch wird der Lagerkörper a unwandelbar festgehalten. Der Längsträger selbst wird durch die Schrauben e gehalten, und um



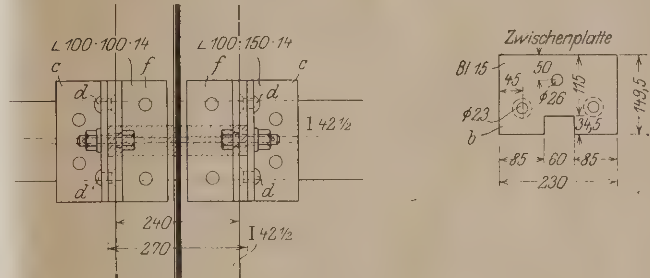




Abb. 3.

die Längsverschiebung zu ermöglichen, sind in den Winkeleisen f, die mit dem Längsträger vernietet sind, Langlöcher für die Schrauben e vorgesehen. Eine besondere Aussteifung der Längsträger kann außerdem ohne Schwierigkeit angebracht und statt der kostspieligen gedrehten Schrauben e können Niete oder gut passende Schwarzschrauben verwendet werden.

---

# PLATTEN RECHTECKIGER GRUNDRISSTEILUNG AUF ELASTISCH NACHGIEBIGER UNTERLAGE: DIE UMGEKEHRTE PILZDECKE ALS FUNDAMENT.

*Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Privatdozent der Technischen Hochschule und Zivilingenieur in Berlin.*

***Übersicht.*** Großräumige Bauten, wie Silos und ähnliche Anlagen, werden auf durchgehenden Eisenbetonplatten, die gleichzeitig als Kellersohle dienen, gegründet. Es liegt ein großes Bedürfnis der Praxis vor, die Abweichung der Bodenreaktion von der gleichmäßig verteilten Belastung bei verschieden festen Bodenarten und den Einfluß derselben auf die Spannungsverteilung theoretisch festzustellen. Im folgenden wird für eine Fundamentplatte, die in den Schnittpunkten eines Rechtecknetzes gleiche Säulenlasten trägt, die partielle Differentialgleichung aufgestellt und eine strenge Lösung dieses Problems zunächst für die unendlich ausgedehnte Platte abgeleitet.

Außer den Eisenbetonbauten, deren Zwischendecken nach dem Pilzsystem ausgebildet sind, wählt man auch bei anderen weiträumigen Bauten, z. B. Silos, Kohlenbunker, Getreidespeicher usw. die Gründung auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte. Diese Bauweise bietet den Vorteil, gleichzeitig mit derselben die Abdichtung gegen den Grundwasserandrang und den Kellerfußboden zu verbinden. Solange diese Fundierung, aus Gründen außerordentlich schlechter Beschaffenheit des Bodens gewählt wird, kann man sich mit der üblichen Anschauungsweise, daß die Bodenreaktion gleichmäßig über die Platte verteilt wäre, einverstanden erklären. Bei gutem, festen Boden jedoch würde diese Voraussetzung eine große Verschwendung an Beton, Arbeit und Eiseneinlagen bedeuten, weil dann, zumal bei großem Säulenabstand nicht allzu dicker Platten, die Bodenreaktion sich auf die Nähe der Säule konzentriert und deshalb gegenüber dem Fall der gleichmäßig verteilten Bodenreaktion eine Verringerung der für die Dimensionierung maßgebenden Biegungsmomente auf einen Bruchteil, bei extremen Verhältnissen bis zu $^1/_{10}$ stattfindet.

Die Abb. 1 zeigt Schnitt und Grundriß der Fundamentplatte mit den Säulen. Denkt man sich die Säulenlasten über kleine Rechtecke von der Größe $2\alpha a \cdot 2\beta b$ gleichmäßig verteilt, so sei diese gleichmäßig verteilte auf bestimmte rechteckige Felder beschränkte, von oben nach unten wirkende Belastung mit p (x, y) bezeichnet. Nach der beim Stab auf nachgiebiger Unterlage üblich gewordenen, und sich in der Praxis bewährten Anschauungsweise wird nun der Boden als elastisches Medium und deshalb die Bodenreaktion überall proportional mit der Einsenkung w angenommen. Die Gesamtbelastung der Platte ist deshalb

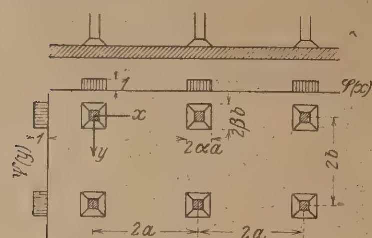


Abb. 1.

$$p(x, y) - k\,w \qquad \ldots \ldots (1$$

Die für das vorliegende Problem geltende partielle Differentialgleichung 4. Ordnung der Platte lautet deshalb:

$$D\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + \frac{k}{D} w\right) = p(x, y) \qquad \ldots (2$$

wo

$$D = \frac{m^2 E J}{m^2 - 1} \qquad \ldots \ldots (3$$

x und y die Koordinaten, wie in Abb. 1 gezeichnet, bedeuten. Die Konstante k ist die sogenannte **Bettungsziffer** des Bodenmaterials und gibt die Flächenbelastung an, die notwendig ist, um den Boden um 1 cm zusammenzudrücken. Die Bettungsziffer hat deswegen hier die Dimension:

$$k = \left[\frac{kg}{cm^3}\right] \qquad \ldots \ldots (4$$

Die Lastfunktion p (x, y) kann durch Multiplikation der in Abb. 1 zeichnerisch dargestellten Funktion $\varphi(x)$ und $\psi(y)$ gewonnen werden. Ähnlich wie in früheren Aufsätzen des Verfassers in dieser Zeitschrift[1]) werden nun die Funktionen $\varphi(x)$ und $\psi(y)$ in Fouriersche Reihen entwickelt.

$$\varphi(x) = \frac{1}{2} a_0 + \sum a_m \cos\frac{m\pi x}{a} \qquad \ldots \ldots (5$$

wo

$$a_m = \frac{2}{\pi}\int_0^{\pi\alpha} 1 \cdot \cos m\xi \, d\xi \qquad \ldots \ldots (6$$

und

$$\xi = \frac{\pi x}{a} \qquad \ldots \ldots (7$$

das gibt

$$a_m = \frac{2}{m\pi}\Big[\sin m\xi\Big]_0^{\pi\alpha} = \frac{2}{m\pi}\sin m\pi\alpha \text{ bzw. } a_0 = 2\alpha \qquad \ldots (8$$

dann erhält man die gewünschten Fourierschen Funktionen

$$\varphi(x) = \alpha + \sum_{m=1}^{\alpha} \frac{2}{m\pi}\sin m\pi\alpha \cdot \cos\frac{m\pi x}{a} \qquad \ldots (9$$

$$\psi(y) = \beta + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi}\sin n\pi\beta \cdot \cos\frac{n\pi y}{b} \qquad \ldots (10$$

Nach dem Vorgesagten ist dann die Funktion p (x, y) durch nachfolgenden Ausdruck gegeben

$$\left.\begin{aligned} p(x, y) = p\alpha\beta &+ \sum \frac{2p\beta}{m\pi}\sin m\pi\alpha \cdot \cos\frac{m\pi x}{a} \\ &+ \sum \frac{2p\alpha}{n\pi}\sin n\pi\beta \cdot \cos\frac{n\pi y}{b} \\ + \sum\sum \frac{4p}{mn\pi^2}&\sin m\pi\alpha \cdot \sin n\pi\beta \cdot \cos\frac{m\pi x}{a} \cdot \cos\frac{n\pi y}{b} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (11$$

Der erste Summand dieses Ausdrucks $p\alpha\beta$ bedeutet eine gleichmäßig verteilte von oben nach unten wirkende Belastung, die selbstverständlich auch eine gleichmäßige Einsenkung $w_0$ der Platte an allen Punkten verursacht, weshalb die Wirkung derselben nicht weiter verfolgt zu werden braucht als höchstens zu dem Zwecke um zu ermitteln, wie groß maximal die Bodenreaktion wird. Für die Spannungsverteilung in der Platte ist nur die in den drei letzten Summanden der Formel 11 ausgedrückte **ungleichmäßige** Verteilung des Bodendruckes maßgebend.

Die Lösung der durch Formel 2 und 11 gegebenen partiellen Differentialgleichung 4. Ordnung lautet:

$$\left.\begin{aligned} D\,w = &\sum \frac{2p\beta \sin m\pi\alpha}{m\pi\left[\pi^4\left(\frac{m}{a}\right)^4 + \frac{k}{D}\right]}\cos\frac{m\pi x}{a} \\ &+ \sum \frac{2p\alpha \sin n\pi\beta}{n\pi\left[\pi^4\left(\frac{n}{b}\right)^4 + \frac{k}{D}\right]}\cos\frac{n\pi y}{b} \\ &+ \sum\sum \frac{4p \sin m\pi\alpha \cdot \sin n\pi\beta}{mn\pi^2\left\{\pi^4\left[\left(\frac{m}{a}\right)^2 + \left(\frac{n}{b}\right)^2\right]^2 + \frac{k}{D}\right\}}\cos\frac{m\pi x}{a}\cos\frac{n\pi y}{b} \end{aligned}\right| \quad (12$$

Von der Richtigkeit der Lösung kann man sich durch Ausdifferentieren entsprechend Formel 2 überzeugen. Betreffs der weiteren Erledigung der Aufgabe, insbesondere Bildung der Ausdrücke für die Momente und Querkräfte kann auf die Formeln 16 u. 17 des früheren oben angeführten Aufsatzes des Verfassers verwiesen werden.

Es dürfte noch interessieren, von welchem Werte von k ab an wesentliche Verminderung der Spannungen in der Platte gegenüber dem gewöhnlichen Pilzdeckenfall mit **gleichmäßig verteilter** Belastung zu erwarten sind. Hierzu genügt es, den in eckigen Klammern stehenden Teil der Nenner der einzelnen Ausdrücke von Formel 12 nochmals zu betrachten. Derselbe lautet:

$$\frac{k a^4}{E J} + \pi^4 [m^2 + n^2]^2 \qquad \ldots \ldots (13$$

bzw.

$$\frac{k a^4}{E J} + \pi^4 m^4 \qquad \ldots \ldots (14$$

**Beispiel:**

$k = 20$[2])
$a = 300$
$E = 200\,000$
$J = 20^2 = 8000$

$$\frac{k a^4}{E J} = \frac{20 \cdot 300^4}{200\,000 \cdot 8000} = \sim 100 \qquad \ldots \ldots (15$$

Für den ersten Summand m = 1 der ersten Summe von Formel 12 bedeutet das aber schon eine Herabminderung bis auf die Hälfte, weil $\pi^4$ auch ungefähr gleich 100 ist. Der erste Summand ist aber bei weiten der größte u. zw. größer als die Summe aller übrigen. Man kann also für vorliegende Bettungsziffer von 20 kg/cm³ bei quadratischer Feldteilung und einer Säulenentfernung von 6,0 m sowie einer Plattenstärke von 20 cm mit einer Ermäßigung der Feld- und Stützmomente um etwa 40 vH rechnen. Die Bettungsziffer k bedeutet dabei einen mittleren Boden, den man etwa mit 1–2 kg/cm² belasten darf. Weitere zahlenmäßige Ergebnisse sowie die Ausdehnung des Verfahrens auf einseitig oder nach beiden Richtungen hin endlich abgegrenzte Fundamentplatten werden einem weiteren Aufsatze vorbehalten.

---

[1]) Bauingenieur 1920, Heft 22, oder auch Lewe: Die strenge Lösung des Pilzdeckenproblems, Tabellen der Durchbiegungen, Momente und Querkräfte von Platten. Berlin 1922. Selbstverlag des Verfassers.

[2]) Man bemerke, daß die Bettungsziffer bei Platten eine andere Dimension als beim linearen Problem der Schwellen hat und deshalb auch bei gleichem Boden zahlenmäßig anders ausfällt. Die Beibringung von Versuchsmaterial über die Größe von k bei verschiedenen Bodenarten würde sehr zu begrüßen sein.

# BESTIMMUNG DER GRÖSZTEN BIEGUNGSMOMENTE BEI KRANBAHNTRÄGERN.

*Vom Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Kommerell im Eisenbahnzentralamt.*

Im „Bauingenieur" 1923 Heft 11 S. 335 ist von Herrn Ingenieur O. Kettner in Dortmund ein Verfahren zur Ermittlung der größten Biegungsmomente bei Kranbahnträgern ermittelt, das aber ziemlich umständlich erscheint. Da ein Kranbahnträger hierbei genau so behandelt werden kann wie einfache Balkenbrücken mit Belastung durch eine bewegte Lastgruppe, so kann das in der „Bautechnik" 1923 Heft 8 S. 57 angegebene einfache Verfahren auch hier angewendet werden. Es ist mit den dort angegebenen Bezeichnungen

die Mittelkraft $R = \sum P = 5 + 20 + 25 + 10 = 60$ t

$$e = \frac{25 \cdot 3 + 20 \cdot 4 + 5 \cdot 6}{60} = 3{,}08 \text{ m}$$

Das größte Moment max M tritt unter derjenigen Last auf, bei der die Summe der Lasten von einem Auflager nach der Mitte zu zusammengezählt den Wert $\frac{R}{2}$ durchschreitet, also da $P_1 + P_2 = 25 < \frac{R}{2}$ ist, so ist $P_3$ die gefährliche Last. Die Trägermitte halbiert den Abstand d der Mittelkraft (R)

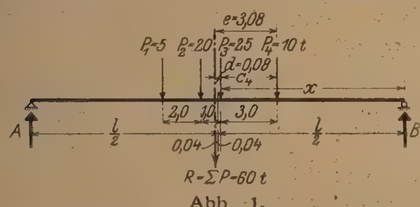



Abb. 1.

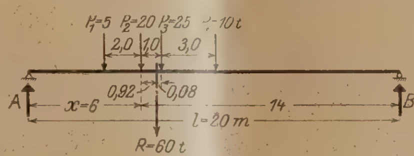



Abb. 2.

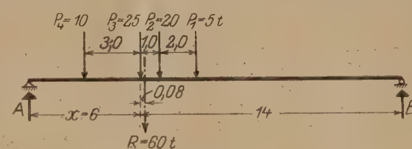



Abb. 3.

von der gefährlichen Last ($P_3$); dann ist bei beliebiger Stützweite l der Auflagerdruck

$$B = \frac{1}{l} R \left(\frac{l}{2} - \frac{d}{2}\right), \quad \text{somit} \quad \max M = B\left(\frac{l}{2} - \frac{d}{2}\right) - \sum_0^x P \cdot c$$

$$= \frac{R}{l}\left(\frac{l}{2} - \frac{d}{2}\right)^2 - \sum_0^x P \cdot c$$

also für

$$l = 20 \text{ m} \quad \max M = \frac{60}{20}\left(10 - 0{,}04\right)^2 - 10 \cdot 3 = 267{,}6 \text{ tm}$$

und für

$$l = 8 \text{ m} \quad \max M = \frac{60}{8}\left(4 - 0{,}04\right)^2 - 10 \cdot 3 = 87{,}6 \text{ tm}$$

Es dürfte bei Kranbahnträgern ebenso wie bei eisernen Eisenbahnbrücken genügen, das Moment in der Trägermitte = max M zu nehmen und die Momente an beliebiger Stelle $x_1, x_2 \ldots\ldots$ als auf einer Parabel liegend anzunehmen. Es ergibt sich dann mit Hilfe der Tafel 2 S. 20 der „Vorschriften[1]) für Eisenbauwerke, Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken":

| für l = 20 m | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\frac{x}{l} = \frac{2}{20} = 0{,}10$ | $\frac{4}{20} = 0{,}2$ | $\frac{6}{20} = 0{,}3$ | $\frac{8}{20} = 0{,}4$ | $\frac{10}{20} = 0{,}5$ |
| $M_x = 0{,}360 \cdot 267{,}6 = 96{,}3$ | $0{,}640 \cdot 267{,}6 = 171{,}3$ | $0{,}840 \cdot 267{,}6 = 224{,}8$ | $0{,}960 \cdot 267{,}6 = 256{,}9$ | $1{,}000 \cdot 267{,}6 = 267{,}6$ tm |
| **für l = 8 m** | | | | |
| $\frac{x}{l} = \frac{1}{8} = 0{,}125$ | $\frac{2}{8} = 0{,}250$ | $\frac{3}{8} = 0{,}375$ | $\frac{4}{8} = 0{,}5$ | |
| $M = 0{,}437 \cdot 87{,}6 = 38{,}3$ | $0{,}750 \cdot 87{,}6 = 65{,}7$ | $0{,}937 \cdot 87{,}6 = 82{,}1$ | $1{,}000 \cdot 87{,}6 = 87{,}6$ tm | |

Da aus irgendwelchen Gründen auch einmal eine Umdrehung der Lastgruppe eintreten kann, so empfiehlt sich symmetrische Ausbildung der Kranträger. Die Übereinstimmung der vorstehend berechneten Werte mit denjenigen auf S. 337 und 338 im „Bauingenieur" ist ausreichend, abgesehen von dem Wert für x = 8 m Abstand vom Auflager; dort liegt ein Rechenfehler vor, es muß 256 statt 266 heißen. In der letzten Formel S. 338 ist ein Druckfehler, es muß $3{,}959^2$ heißen. Im übrigen führt bei so einfachen Verhältnissen wie im vorliegenden Fall auch die unmittelbare Berechnung der Momente schnell zum Ziel:

Soll das größte Moment für den Querschnitt x = 6 ermittelt werden, so ist ohne weiteres klar, daß eine der mittleren Achsen $P_2$ = 20 t oder $P_3$ = 25 t über dem fraglichen Querschnitt stehen muß. Bei $P_2$ = 20 t über dem Querschnitt x (Abb. 2) wird der Auflagerdruck

$$A = \frac{1}{20} \cdot 60\left(14 - 0{,}92\right) = 39{,}24 \text{ t}$$

$$\text{somit} \quad M_{x=6} = 39{,}24 \cdot 6 - 5 \cdot 2 = 225{,}4 \text{ tm}$$

wäre $P_3$ = 25 t über x = 6 m (Abb. 3), so ergäbe sich

$$A = \frac{60}{20}\left(14 - 0{,}08\right) = 41{,}76 \text{ t}$$

$$\text{also} \quad M_{x=6} = 41{,}76 \cdot 6 - 10 \cdot 3 = 220{,}6 \text{ tm}$$

Die erste Laststellung mit $P_2$ = 20 t über dem Querschnitt x = 6 m (Abb. 2) ist also die ungünstigere.

# BERECHNUNG VON RIEGELN EISERNER FACHWERKSWÄNDE.

*Von Ingenieur A. Dürbeck, Berlin-Pankow.*

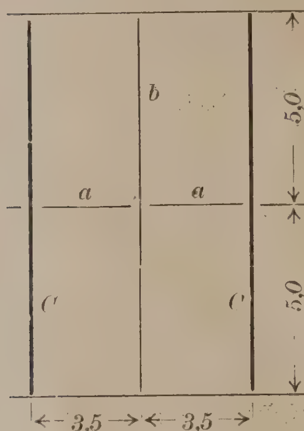
***Übersicht.*** Es wird der Nachweis erbracht, daß die neuerdings bei Riegeln eiserner Fachwerke geforderte Berechnung für die über den Riegeln befindliche Auflast der Ausfachung sich erübrigt, weil das unter den Riegeln befindliche Mauerwerk trotz Schwindens eine ausreichende Abstützung ergibt, wobei die Durchbiegung des Riegels unter der zulässigen Durchbiegung bleibt und weiterhin, weil die obere Ausfachung den Riegel in Wirklichkeit nicht belastet, sondern sich infolge Bogenwirkung mehr oder weniger selbst trägt.

Bei einer vor kurzem erfolgten Einreichung der statischen Berechnung einer größeren Eisenkonstruktion wurden seitens der staatlichen Prüfungsbehörde neuartige Anforderungen an die Belastungsannahmen der Baufirma gestellt, die hier kurz besprochen sein mögen, da sie für den Eisenkonstrukteur zweifelsohne von großem Interesse sind.

Die bisher übliche und von der betr. Eisenfirma auch in ihren Genehmigungsvorlagen eingehaltene Berechnung von Riegeln eiserner Fachwerkswände erfolgt nur auf den gemäß den Angaben der amtlichen Belastungsvorschriften vom 24. XII. 1919 in Betracht kommenden Winddruck. Es wurde m. E. zum ersten Mal hier seitens einer Prüfungsbehörde verlangt, die wagerechten Wandriegel auch für die darüber befindliche senkrechte Last des Mauerwerkes in dem betreffenden Felde zu berechnen, auch wenn das unter dem betr. Riegel befindliche Fach ausgemauert ist. Begründet wurde dieses Verlangen damit, daß nach dem Ausmauern durch das Schwinden des Mauerwerks unter dem betr. Riegel

[1]) Berlin 1922, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

ein Hohlraum entstehe und das darüberliegende Mauerwerk den wagerechten Riegel unzulässig durchbiege*). Es seien daher diese Träger auch für senkrechte Lasten zu berechnen, diese nach den Stielen durch entsprechende Anschlüsse zu übertragen und somit folgerichtig auch die betreffenden Stiele und Fundamente mit der Mauerausfachung zu belasten. Andererseits sollte dafür mit der zulässigen Beanspruchung über 1200 kg/cm² bis zur Proportionalitätsgrenze gegangen werden können. Durch dieses Verlangen würde es in Zukunft in vielen Fällen kaum möglich sein, in wirtschaftlicher und konstruktiv befriedigender Form Eisenfachwerksgebäude mit halbem Stein starker Ausmauerung zu bauen, da die meist in Betracht kommenden I und U NP 14 mit Rücksicht auf das geringe Widerstandsmoment in Richtung der y-Achse viel zu schwach sind. Diese Profile werden gerade genommen, um eine glatte einhalb Stein starke Ausmauerung zu ermöglichen und die betreffenden Felder meist gerade so groß gewählt, daß das Biegungsmoment aus der Windbelastung dem Widerstandsmoment in Richtung der x-Achse dieser Profile entspricht, wie auch aus dem Normblattentwurf E 1007 des Normenausschusses der deutschen Industrie hervorgeht. Eine restlose Durchführung obiger Anforderung würde bei einfachen Fachwerksgebäuden eine Gewichtsvermehrung von mindestens 5 bis 20 vH bedingen, eine in der Zeit der Kohlen- und Eisenknappheit m. E. höchst überflüssige Mehrausgabe.




Am besten wird das Unzulängliche dieser neuen Anforderungen an dem Beispiel der nebenstehend skizzierten Fachwerkswand erläutert. Bei Berechnung auf Winddruck von 100 kg/m² wird der Riegel a aus konstruktiven Gründen aus einem I NP 14 gebildet werden. Es wird wahrscheinlich keinem Konstrukteur einfallen, ein wagerechtliegendes I NP 36 zu nehmen, das den Wind und die darüberliegende Mauerlast aufnimmt oder das obige I NP 14 durch 2 seitliche U NP 12 zu verstärken auch trotz einer evtl. zulässigen Beanspruchung von 1800 kg/cm².

Betrachtet man die Schwind- und Durchbiegungsverhältnisse, so findet man folgendes. Bei einem Betonschwindmaß von 0,5 mm auf 1 m — wie in Försters Taschenbuch für Bauingenieure angegeben — würde entsprechend das Schwindmaß für Mauerwerk bei Ziegel in Kalkmörtel rd 0,15 mm auf 1 m betragen bei 13 Schichten je m, einer Druckbeanspruchung des Mauerwerks von 7 kg/cm² des Betons von 30 kg/cm².

Im vorliegenden Beispiel würde demnach die Schwindlänge des unteren Feldes rd ¾ — 1 mm betragen, während die Durchbiegung des Fachwerkriegels I NP 14 durch das darüber lastende Mauerwerk bei freier Auflagerung etwa 34 cm beträgt. Auch bei etwaiger teilweiser, Einspannung folgt daraus, daß die Mauerlast stets reichlich groß genug ist, um das Fachwerkeisen in wagerechter Richtung so durchzubiegen, daß ein sattes Aufliegen des oberen Mauerfeldes durch den Riegel hindurch auf dem unteren Felde stattfindet. Da ferner nach den eingangs erwähnten Belastungsvorschriften im allgemeinen die Durchbiegung nicht größer als $\frac{1}{500} \div \frac{1}{700}$ sein soll, d. h. im Beispiel etwa 7 bis 5 mm, würde auch die zulässige Durchbiegung größer sein als die mögliche aus dem Schwinden, als eine direkte Übertragung erfolgen müssen. Es hat daher die alte Berechnungsweise ihre Richtigkeit, auch sind Unzuträglichkeiten, die infolge angeblich zu großer Durchbiegung und Belastung dieser wagerechten Riegel entstehen sollen, in den unzählig vielen Fällen der praktischen, sachgemäßen Ausführung m. E. bisher nicht aufgetreten.

Dem Verlangen der Prüfungsbehörde würde am ehesten entgegengetreten werden können, wenn z. B. von der Gesellschaft für Bauingenieurwesen trotz der ihr zur Zeit spärlich für solche Zwecke zufließenden Geldmittel durch Versuche über die tatsächliche Belastung dieser wagerechten Riegel die Unrichtigkeit solcher neuen Vorschriften nachgewiesen würde. Diese Versuche müßten dann vor allem die Einwirkung des Mauerwerks auf die Riegel und Stiele vor und nach seinem Erhärten und auch nach Entfernung seines unteren unterstützenden Mauerwerkfeldes klarstellen, da ja auch von manchen Konstrukteuren die Theorie verfochten wird, daß das Mauerwerk seine Last infolge Bogen- oder Gewölbewirkung selber trägt bzw. nach den Stielen überträgt, wobei die wagerechten Riegel als Zugbänder wirken. Auszudehnen wären die Versuche noch auf Fälle, wo unter dem Mauerwerk schmiedeeiserne, nicht gußeiserne Fenster normaler Breite mit senkrechten tragfähigen Sprossen vorhanden sind und bisher die Riegel auch da nur auf Winddruck untersucht werden.

Ein Vergleich der Berechnungsweise der Eisenfachwerkwände mit Holzfachwerken ist zwecklos, da die Felder bei Holzkonstruktionen nur 1—2 m² groß sind und mit Eisenbetonkonstruktion nicht angängig, da diese Riegel aus konstruktiven Gründen ein großes Widerstandsmoment auf die wagerechte Achse besitzen und an den Enden als steife Rahmenecken an die Stiele angeschlossen werden.

Berlin, den 18. April 1923. A. Dürbeck.

*) Anmerkung der Schriftleitung: Die untere Ausfachung wird nicht immer so sorgfältig bis an den Riegel herangemauert werden können, daß sich unter allen Umständen eine Abstützung ergibt. Wenn trotzdem in der Praxis kein Fall vorgekommen ist, daß sich die Riegel unzulässig durchbogen, so liegt der Grund unseres Erachtens lediglich in der auch von dem Verfasser erwähnten Bogen- oder Gewölbwirkung des über dem Riegel befindlichen Mauerwerkes.

Erfahrungsgemäß werden bei Fensteröffnungen die oberen Riegel für diese angebliche Auflast nicht besonders verstärkt. Bei der früher vielfach üblichen Verwendung von gußeisernen Fenstern hätten sich sicherlich Fensterbrüche in großem Maße ergeben, wenn die Auflast des oberen Mauerwerkes tatsächlich den Riegel namhaft beeinflussen würde. Die Schlußfolgerungen des Verfassers treffen daher in vollem Maße zu und die neuen Anforderungen der erwähnten Prüfungsbehörde sind durchaus ungerechtfertigt.

## DR. RUDOLPH HERING (†),

Zivilingenieur in New York, einer der angesehensten und vielbeschäftigtsten Wasserbauingenieure in den Vereinigten Staaten, ist im Mai im Alter von 76 Jahren gestorben.

Hering war in Philadelphia als Sohn eines angesehenen deutschen Arztes geboren und gehörte zu denjenigen Deutschamerikanern, die sich jederzeit auch während des Krieges als Deutsche bekannten. Als Fachmann war er, nachdem er seine Hochschulstudien in Dresden absolviert hatte, nach mancherlei praktischer Tätigkeit auf das Sondergebiet der Wasserversorgung übergegangen. Sein Name wurde bald sehr bekannt, und in den letzten Jahrzehnten wurde Hering in Nordamerika und Ostasien wiederholt als Sachverständiger zu den bedeutendsten Arbeiten auf dem Gebiete der Wasserversorgung zugezogen.

In gewissen Zeitabständen kam Hering auf Studienreisen in Europa nach Deutschland und holte nach seiner eigenen Aussage hier die wertvollsten Anregungen für seine Arbeiten. Er legte besonderen Wert auf einen Gedankenaustausch mit deutschen Kollegen, den er auch schriftlich pflegte. In seinem gastlichen Hause in Monclair fanden europäische, insbesondere deutsche Kollegen, stets freundliche Aufnahme und kollegiale Unterstützung bei Studienreisen.

Hering war auch bei uns vielen Fachkollegen persönlich und fachlich nicht unbekannt. Alle, die ihn kannten, werden ihm ein treues Andenken bewahren.

E. Probst, Karlsruhe.

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

## Baustoffkunde.

933. Der Einfluß der Temperatur auf das Gipstreiben des Portlandzementes. Von Dr. Kühl und H. Allert. Zement 1923, Nr. 27, S. 201—203. Mitt. aus dem Zementtechn. Institut der Techn. Hochschule Berlin.

934. Über die Verwendung von Aludur bei elektrischen Freileitungen. Von Ing. Wessely, Budapest. Bautechnik 1923, Nr. 29, S. 294—295. Patent der Münchener Leichtmetall-Studien- und Verwertungs-G. m. b. H. Legierung aus Aluminium, Eisen, Silizium, Magnesium mit Eigenschaften ähnlich dem Hartkupfer. Hersteller: Felten & Guilleaume, Budapest.

## Baumaschinen.

935. Die elektro-pneumatische Gesteinsbohrmaschine. Von Ing. Krahnen. Tiefbau 1923, Nr. 53, S. 180—181, 2 Abb. Der Kompressor verwendet die einmal angesaugte Luft dauernd und wird durch einen elektrischen Pulsator betrieben. Hersteller: Demag, Duisburg. Vorteil: Billig im Betrieb.

## Statik und Festigkeitslehre.

936. Über den Sanddruck. Von Prof. Forchheimer, Wien. Schweizerische Bauztg. 1923, Bd. 81, Nr. 24, S. 293—296. Versuche und Theorie. Hinweis auf Aufhellung des Zusammenhanges zwischen Druck und Wandbewegung.

937. Der Einfluß elastischer Widerlager auf den eingespannten Bogen. Von Dr. techn. E. Proksch, Sinaia (Rumänien). Beton u. Eisen 1923, Nr. 11, S. 145—146, 3 Abb. Neuer Rechnungsweg unter Vermeidung von unbestimmten Zusatzberechnungen, die der Tatsache, daß starre Widerlager nicht angenommen werden dürfen, daß weiter die errechneten Temperaturwirkungen mit den wirklich auftretenden nicht hinreichend übereinstimmen, Rechnung tragen sollen.

## Brückenbau.

### a) Allgemeines.

938. Wettbewerb für die Kornhausbrücke in Zürich. Schweizer. Bztg. 1923, Bd. 81, Nr. 24, 25 u. 26, S. 298—301, 311—312 u. 321—324, 16 Abb. Auszug aus dem Bericht des Preisgerichtes. Anzahl der eingegangenen Entwürfe = 25, von denen 6 in die engere Wahl kamen, Besprechung der preisgekrönten Entwürfe. (Der Wettbewerb war nur für im Kanton Zürich ansässige Firmen ausgeschrieben.)

### b) Hölzerne Brücken.

— — — —

### c) Stein- und Betonbrücken.

939. Die neue Straßenbahnbrücke über den Rhein in Eglisau. Von Ing. Locher und Prof. Robe, Zürich. Schweizer. Bztg. 1923, Bd. 82, Nr. 1, S. 3—6, 13 Abb. Theoretische Betrachtungen und konstruktive Ausbildung, Schwierigkeiten bei der Gründung.

### d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

### e) Eiserne Brücken.

940. Neue Hängebrücke in New York über den East River. Engineering News-Record, 4. Januar 1923, S. 36, 4 Sp., 2 Abb. Hauptspannung 540 m, 4 Kabel, zweigeschossige Fahrbahn für Straßenverkehr, 29,1 m Breite, 9 m Geschoßhöhe.

## Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

941. Moderne Betonhohlbauweisen im Industriebau. Von Dipl.-Ing. Fraenkel, Charlottenburg. Zement 1923, Nr. 27, S. 203. Verwendung zur Ausfachung von Fachwerkbauten.

942. Baustoffe für Schornsteine. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 55, S. 437. Rundfrage des Preuß. Min. für Volkswohlfahrt über die Bewährung von Schlacken-, Schwemm-, Kalksand-Betonform-, Lehmsteinen und Stampflehm-, Stampfbetonschornsteine und Schoferkamine.

943. Erzeugung von Rissen in Betonreservoirs durch Behandlung mit Eis. Schweizer. Bztg. 1923, Bd. 81, Nr. 26, S. 325. Beim Erhärten eines Behälterbodens zeigten sich mit abnehmender Lufttemperatur Risse. Diese wurden durch Auflegen von Eis künstlich erweitert, ausgespitzt und abgedichtet, da während des Betriebes keine so tiefen Temperaturen mehr auftreten werden und demzufolge keine neuen Risse zu erwarten sind.

944. Eisenbeton und Lichtersparnis. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 55, S. 437, 1 Abb. Bericht nach „The American Architect" über ein Gebäude für eine Garnspinnerei, das in der Gebäudefront nur aus Glas und Ziegelbrüstungen besteht, während die tragenden Säulen um 1,5 m nach innen verlegt sind.

## Gründungsarbeiten usw.

945. Beitrag zur Berechnung von Betonfundamenten. Von Dipl.-Ing. Alfred Troche, Darmstadt. Beton u. Eisen 1923, Nr. 10, S. 135—136, 3 Abb. Rechnungsweg zur Bestimmung der erforderlichen Fundamenthöhe. Ableitung aus der Scherfestigkeit des Fundamentmaterials. Nachweis, daß der „Druckböschungswinkel" bei den Fundamenten einzelner Stützen 45° fast nie erreicht und der Winkel 60° häufig erheblich überschritten wird.

## Wasserbau.

### a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft Wasserrecht, Wasserbewegung.

946. Die Ergiebigkeit und Absenkung artesischer Brunnen. Von Direktor Hechler, Gießen. Bautechnik 1923, Nr. 29, S. 289—292, 5 Abb. Messungs- im Vergleich zu Rechnungsergebnissen nach Darcy, Forchheimer, Dr. Thiem, Dr. Berger.

### b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

947. Zur Berechnung des Höchstdurchflusses. Von Dr. Schoklitsch, Graz, Bautechnik 1923, Nr. 29, S. 292—294, 1 Tab. Tabelle über beobachtete Höchstabflüsse in natürlichen Gewässern als Fortsetzung einer Arbeit Forchheimers.

948. Der Bodensee als Riesentalsperre für den Rheinstrom. Tiefbau 1923, Nr. 53, S. 182. Vereinbarung zwischen Deutschland und der Schweiz zur Erhöhung des N.W., so daß auch auf dem Oberrhein in den Wintermonaten Schleppkähne von 2 m Tiefgang, 75 m Länge und 11 m Breite verkehren können. Stauraum: 1 Milliarde cbm.

### c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

949. Erfahrungen mit Holzrohrleitungen. Wasserkraft 1923, Nr. 12, S. 158—159, 1 Tabelle. Ergebnis von Untersuchungen der staatl. Forstbestände der U.S.A. an 196 Leitungen.

950. Neue Mittel- und Kleinwasserkraftanlagen. Von Ziviling. Hallinger, München. II. Das Isarwerk der Stadt Mühldorf. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 6, S. 93—98, 12 Abb. Allgemeines, Stauwehr, Kanalanlage, Verteilungswerk, Druckrohrleitung, Krafthaus, Maschineneinrichtung, Betrieb.

951. Die Mittlere Isar. Von E. Mattern, Potsdam. Bautechnik 1923, Nr. 28 u. 30, S. 281—284 u. 297—300, 10 Abb. Allgemeine Anordnung. Wasserwirtschaftliche Grundlagen. Landeskultur. Beschreibung der Bauanlagen und Kraftwerke.

952. Die Alzwerke: Hirten—Holzfeld. Von Direktor Dietz, München. Wasserkraft 1923, Nr. 13, S. 167—184, 11 Abb. 6 Taf. Allgemeines. Ausführliche Beschreibung der Planung und Bauausführung der Ende 1922 fertig gestellten untersten Gefällstrecke Hirten—Holzfeld mit 69 m Rohgefälle auf 24 km Flußlänge.

953. Großwasserkraftausnützungen in der Schweiz. Von Ministerialrat Freytag, München. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, Nr. 6, S. 82—93, 19 Abb. Geschichtliche Entwicklung, Beschreibung einzelner Anlagen.

954. Das Kraftwerk Ritom. I. Wasserbaulicher Teil. Von Ing. Eggenberger, Bern. Schweizer. Bztg. 1923, Bd. 81, Nr. 23—24 mit zahlreichen Abb. Die Druckleistung, die Seilbahn.

955. —. II. Hochbaulicher Teil. Von Arch. Neger, Bern. Schweizer. Bztg. 1923, Bd. 81, Nr. 25, S. 305—308 mit zahlreichen Abb. Das Maschinenhaus.

956. —. III. Mechan.-elektr. Teil. Von Dipl.-Ing. Halisch, Bern. Schweizer. Bztg. 1923, Bd. 81, Nr. 25 u. 26, S. 308 u. 318—321 u. Bd. 82, Nr. 1, S. 6—9, mit zahlreichen Abb. Die Turbinen und Generatoren.

957. Die Tirso-Talsperre in Sardinien. Von Dr.-Ing. Keller, Berlin. Zentralblatt 1923, Nr. 55/56, S. 328—31, 4 Abb. Aufgelöste Staumauer H = 60 m. Vorbildliche Ausführung.

958. Die Wasserkräfte der Erde. Organ f. d. Fortschr. des Eisenbahnw. 1923, Nr. 3, S. 57. Tabellen aus der Elektrotechn. Zeitschr. 1922, Nr. 34 über vorhandene und ausgenutzte Wasserkräfte in den verschiedenen Erdteilen und Ländern. Vgl. Nr. 948.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Vgl. Nr. 935.

### Straßenbau.

959. Die Aussichten des Betonstraßenbaues für Deutschland. Von Prof. Dr.-Ing. Neumann, Braunschweig. Bautechnik 1923, Nr. 30, S. 301/02. Kritik an amerikanischen Berichten über dortige Bewährung. Erfahrungen in Deutschland mit Beton als Unterbau für Asphalt-, Holz- und Steinpflasterstraßen und mit neuen Betonstraßen. Bestimmung der erforderlichen Stärke und des Abstandes der Dehnungsfugen. Begründung, weshalb in Amerika die Betonstraßen sich bewähren (leichter und schwacher Verkehr, überwiegend Automobile bis 2½ t).

### Eisenbahnbau und -betrieb.

960. Über Berechnung und Beobachtung des Eisenbahnoberbaues. Von Geh. Baurat Bräunig, Potsdam. Bautechnik 1923, Nr. 27, S. 273—76. Anforderungen, die an die Rechnung und an die Beobachtung der wirklichen Zustände und Vorgänge zu stellen sind, um beide vereint nutzbringend auswerten zu können.

961. Die Benutzung der Rangierbahnhöfe. Von Reichsbahnpräsident Dr.-Ing. Heinrich, Halle. Ztg. d. Vereins deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 13, S. 217—19; Nr. 14, S. 230—34; Nr. 15, S. 250—52. Bauliche Ausbildung und betriebliches Arbeiten.

962. Zusammenarbeit zwischen Eisenbahn und Kraftwagen. Von Dr. jur. Teubner, Berlin. Ztg. d. Vereins deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 25, S. 405—6. Übernahme des Eilgutverkehrs in Berlin durch Kraftwagen. Vorzüge gegenüber dem Transporte mit der Eisenbahn im Ortsverkehr.

963. Der elektrische Fernzugbetrieb der Deutschen Reichsbahn und ihrer Nachbarbahnen. Von Ministerialrat Wechmann. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 23/24, Beilage „Energiewirtschaftl. Rundschau". Wiedergabe eines Vortrags im Verein für Eisenbahnkunde.

964. Währungsfragen in den internationalen Eisenbahngüterverkehren. Von Oberreg.-Rat Dr. Meier, Köln. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1923, Nr. 23, S. 373—75. Vorkriegs-Verbandstarife bei stabiler Währung. Heutige Verhältnisse.

965. Die Oberweißbacher Bergbahn. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Bäseler, Lichtenhain (Schwarzburg-Rudolstadt). Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 27/28, S. 198—203, 6 Abb. (Forts. folgt.) Allgemeines, Linienführung, Betrieb, maschinelle Anlagen.

966. Die Tarifpolitik der Reichsbahn. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 11, S. 181—82. Besprechung des Nachtrags zur Denkschrift des Reichsverkehrsministeriums für die Zeit von November 1922 bis 1. Febr. 1923.

967. Schnelltränkung von Eisenbahnschwellen. Railway Age v. 7. April 1923. Tränkung mit Teeröl in 2 Minuten unter sehr hohem Druck; Festigkeitsversuche. Fahrbare Tränkanlage.

968. Maschinenarbeit bei der Gleiserneuerung. Railway Age v. 10. März 1923, 4 Seiten, 5 Abb. Arbeitsgeräte der Lehigh Valley-Bahn in Amerika. Lokomotivkran, Preßluftwerkzeuge, Arbeitszug.

969. Der Eisenbetonwagenbau in Holland. Beton und Eisen 1923, Nr. 11, S. 144—45, mit 3 Abb. Die Eisenbetonwagen haben sich nach verschiedenen baulichen Verbesserungen gut bewährt. Erwähnenswert sind besonders die geringen Unterhaltungskosten, da kein Anstrich nötig ist und kein Rost auftritt.

970. Die Besteuerung der amerikanischen Eisenbahnen. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 23, S. 384. Im Jahre 1922 von den Reineinnahmen 26 % gegen 13 % im Jahre 1916.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

971. Die Eigenschaften von Portlandzementen. Von Prof. Burchartz. Zement 1923, Nr. 25, S. 186—87. (Forts. folgt.) Ergebnisse der Normenprüfungen im Material-Prüfungsamt Berlin-Dahlem. Im Jahre 1921 wurden 110 Zemente untersucht. Angaben über Raumgewicht, Mahlfeinheit, Abbindeverhältnisse, Festigkeiten usw.

972. Erlaß, betreffend die Prüfung von Probewürfeln bei Beton- und Eisenbetonbauten. Vom Preußischen Minister für Volkswohlfahrt in Berlin. Beton und Eisen 1923, Nr. 10, S. 137—38. Beantwortung der Frage, ob die Prüfung von Probewürfeln nach den Bestimmungen des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 13. Januar 1916 für die Ausführung von Bauwerken aus Beton oder Eisenbeton auf den eigenen Pressen der Unternehmer vorgenommen werden kann oder nur auf Pressen, deren Zuverlässigkeit von einer staatlichen Versuchsanstalt bescheinigt ist.

973. Zweckmäßige Zusammensetzung des Betons und Vorausbestimmung seiner Druckfestigkeit auf der Baustelle. Von Otto Graf, Stuttgart. Ges.-Ing. 1923, Nr. 26, S. 243—45. Einfluß der Korngröße des Sandes, der Zuschläge und des Wasserzusatzes.

974. Brand der Zellulosefabrik in Cunnersdorf i. Rsgb. Von Ing. A. Kallinich, Herischdorf bei Hirschberg i. Schl. Beton und Eisen 1923, Nr. 11, S. 142—44, mit 10 Abb. Einwirkungen des Brandes auf verschiedene Bauteile, insbesondere Eisenbetonteile.

975. Zusammenlegbare Autoschuppen aus Zement. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 53, S. 422. Bericht nach Concrete and Constructional Engineering vom April 1923 über aus fabrikmäßig hergestellten Pfosten und Wandtafeln errichtete Schuppen. Vgl. Nr. 945.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

976. Wirtschaftliche Ausbildung von Widerlagern. Von Regierungsbaurat Hülsenkamp, Berlin. Beton und Eisen 1923, Nr. 10, S. 131—33, mit 6 Abb. Besprechung von Musterentwürfen, die auf Veranlassung des Reichsverkehrsministeriums durch die Reichsbahndirektion Stuttgart erstellt wurden. Es sind die Ergebnisse von Untersuchungen über die wirtschaftlichste Ausnutzung des Zusammenwirkens zwischen Decke und Widerlager und zwischen Widerlager und Flügel.

977. Das neue Stadion in Prag. Von Dr.-Ing. Jar. Polívka, Prag. Beton und Eisen 1923, Nr. 10, S. 129—30, mit 13 Abb. Beschreibung eines der modernsten und nach seiner Lage, seinen Abmessungen und seiner originellen Lösung interessantesten Sportplätze Europas. Verbindung von Radrenn-, Trabrenn- und Laufbahn.

978. Chicago Union Station. Cement and Engineering News, Juni 1923, 6 S. mit 14 Abb. Gemeinsamer Bahnhof für drei Bahngesellschaften inmitten der Stadt. 60-Millionen-Dollar-Bau. Umgestaltung eines ganzen Stadtteiles. Im Bau seit 7 Jahren. Zugleich Wasserbauten am Chicagofluß. Fast ausschließlich Beton- und Eisenbetonbauten. Kurze Beschreibung einzelner Bauten und Bauvorgänge.

Vgl. Nr. 933, 943 u. 959.

### Holzbau.

979. Neue Mastkonstruktionen der A.-G. Gebr. Himmelsbach, Freiburg i. B. Holzbau (D. Bauztg.) 1923, Nr. 10, S. 37—40, mit 10 Abb. Versuchsergebnisse.

Vgl. Nr. 949.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

980. Eine Rechentafel zur Ermittlung der Druckhöhenverluste in Wasserleitungen. Von Dipl.-Ing. Reinhold, Danzig. Der Städt. Tiefbau 1923, Nr. 11/12, S. 37—42. Mathematische Grundlagen und Nomogramm für Berechnung in Leitungen beliebiger Durchmesser und beliebiger Länge bei veränderlicher Wasserführung oder Geschwindigkeit.

Vgl. Nr. 946.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

981. Vorschläge zu Unfallverhütungsvorschriften für elektrische Straßenbahnen. Von Direktor Drescher, Teplitz. Der elektr. Betrieb 1923, Nr. 12, S. 137—39. Schluß aus Nr. 11.

982. Ist die Erhebung der Verkehrssteuer bei Straßen- und Kleinbahnen noch berechtigt? Von Oberreg.-Rat Dr. Lenke. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 27, S. 437—41. Schiedsgerichtliche Entscheidungen. Erhebung über Einnahme auf das Wagenkilometer und Gewinnanteil der Stadt (Magdeburg).

983. Die Straßenbahnen und Omnibusse in Paris. Von Baurat Soberski, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 28, S. 243—44. Anzahl der Gesellschaften, Betriebsentwicklung, Fahrpreise, Verdienst der Angestellten usw.

984. Das Doppelnetz des New Yorker Schnellverkehrs. Von Direktor Dr.-Ing. Mattersdorf, Hamburg. Der elektr. Betrieb 1923, Nr. 13, S 145—49, mit 6 Abb. Betrieb, Konzessionsbedingungen der einzelnen Gesellschaften, Bauvorgänge der Neubaustrecken.

985. Städtischer Schnellverkehr in den amerikanischen Großstädten. Verkehrstechnik 1923, Nr. 26, S. 226. Neueste Fortschritte aus 14 Städten. Verkehrsinseln, Einmannwagen.

986. Vom Bostoner Straßen- und Hochbahnverkehr. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 26, S. 223—24. Wirtschaftliche Angaben, Tarife, Ausgabe der Fahrscheine u. dgl.

987. Unfälle beim Einmannwagenbetrieb auf amerikanischen Straßenbahnen. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 26, S. 433. Bericht nach El. Railw. Journ. v. 27. Januar 1923. Die Anzahl der Unfälle, der Verletzungen von Fahrgästen und Zusammenstößen mit anderen Gefährten ist laut Statistik von 109 Straßenbahngesellschaften gegen den Zweimannwagen wesentlich (bis zu 30 vH) geringer. Vgl. Nr. 72.

**Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.**

988. Bezahlung des Werkes bei Vertragsabschluß. Tiefbau 1923, Nr. 53, S. 181. Reichsgerichtliche Entscheidung, daß Nachforderungen für eine bei Bestellung sofort bezahlte Arbeit oder Ware infolge bis zur Lieferung eingetretener Geldentwertung, Material- oder Lohnsteigerungen nicht zulässig sind.

989. Zur Frage der Urlaubsgewährung und -bezahlung. Zement 1923, Nr. 27, S. 205. Schiedsspruch des Reichstarifamtes im Falle von Kurzarbeit.

990. Zur Frage des Streikverbots für Beamte. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 25, S. 417. Entscheidung des Reichsdisziplinarhofes in Leipzig.

991. Wertbeständiger Sparverkehr in einem Industrieunternehmen. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 55, S. 437. Vorschüsse und Spareinlagen in Höhe des jeweils geltenden Stundenlohns.

992. Werkvertrag und Geldentwertung. Von Dr.-Ing. P. Müller, Dortmund. Der Brückenbau 1923, Nr. 7/8, S. 19—23. Eine kritische Studie über die Anpassungsmöglichkeiten der Vertragspreise an die gleitende Währung bei der Ausführung von Ingenieurbauten.

993. Eisenbahnerlöhne in den Vereinigten Staaten von Amerika. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 14, S. 234. Bericht nach Wall Street Journal von November 1922.

**Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.**

— — — —

**Bauunfälle.**

— — — —

**Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.**

— — — —

**Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.**

994. Einheitliche Bezeichnungen für die Festigkeitsberechnungen von Ingenieurbauwerken. Von Bauingenieur E. Weiß, Riga. Beton und Eisen 1923, Nr. 10, S. 136—137. Stellungnahme zu den Vorschlägen der Technischen Hochschule in Riga zur Normierung von Formelgrößen.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Brückenbelag aus Eisenbetonplatten.

Die eiserne Brücke über den Connecticut von 2 × 48 m Spannweite zwischen South Hadley und Holyoke, Mass., besaß Holzbelag. Dieser ist 1922 durch Eisenbetonplattenbelag ersetzt worden, weil die Kosten mit Rücksicht auf die Dauerhaftigkeit geringer waren. Die Hauptträger der Brücke (hohe Gitterträger mit parallelen Gurten) konnten die Zusatzbelastung aufnehmen. Das Fahrbahngerippe mußte durch Unterteilung mit neuen Trägern verstärkt werden. Die Plattengröße ergab sich zu 2,4 × 6 m, das Gewicht zu 8,5 t, der Querschnitt ist in beiden Richtungen bogenbrückenartig, die Plattenstärke 32 cm am Rande, 15 cm in der Mitte. Die Platten sind mit Rundeisenstäben armiert. Sie wurden in der Nähe der Brücke in Holzformen hergestellt und hatten mindestens 5 Monate Erhärtezeit. Der Einbau erfolgte unter Aufrechterhaltung des Verkehrs, dem die Hälfte der Brückenbreite jeweils freigehalten wurde. Der Umbau ist 1922 durchgeführt worden. (Cement and Engineering News 1923, Nr. 3.) Gl.

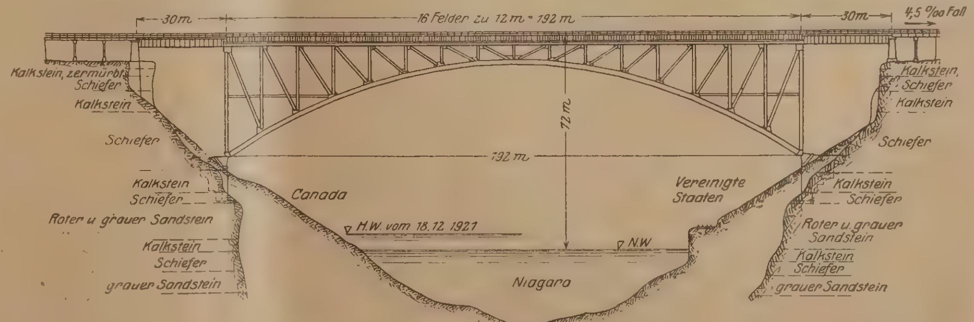
### Neue Niagara-Brücke.

Die Michigan Central-Bahn ist im Begriff, über die Engpaßstelle dicht unterhalb der Niagarafälle, wo die aus Bildern wohlbekannten Stromschnellen liegen, eine neue Eisenbahnbrücke zu bauen. Die Verhandlungen mit den beiderseitigen Regierungen von Kanada und den Vereinigten Staaten sind nahezu abgeschlossen. Der Bau soll dann sofort beginnen.

Die neue Brücke wird die fünfte sein, die den Niagara auf dieser Strecke überspannt, und soll zwischen die alte Auslagerbrücke der Michigan Central und die Bogenbrücke der Grand Trunk zu liegen kommen. Die Bogenbrücke der G. T. ist neueren Ursprungs und ist ein Zweigelenkbogen mit 165 m Spannweite, der sich zwischen die sehr steilen Felswände des tief eingeschnittenen Tales spannt. Die Fahrbahn liegt oben und ist mit lotrechten Ständern aufgesetzt. Die alte Auslagerbrücke der M. C. stammt bereits aus dem Jahre 1883. Sie ruht auf hohen eisernen Türmen. Die Fahrbahn liegt oben. Die Hauptträger sind Gitterträger mit stark gegliederten Stäben. Im Jahre 1900 mußte sie, um den gesteigerten Lokomotivlasten zu genügen, durch Einziehen eines mittleren Hauptträgers verstärkt werden. Aber auch dies ist durch das rasche Anwachsen der Zugslasten überholt, so daß die Brücke jetzt nur langsam befahren werden kann und dadurch bei ihrer Länge ein starkes Betriebshemmnis geworden ist, was schließlich zum Bau der neuen Brücke Anlaß gegeben hat.

Genaue Bodenuntersuchungen und Bohrungen in der Nähe der alten Brücke zeigten, daß das Bett des Niagara das später wieder ausgefüllte Bett eines urzeitlichen Stromes ist, dessen Uferwände fast lotrecht in große Tiefe hinabreichen. Bei den Türmen der Auslagerbrücke konnte noch in 60 m Tiefe kein Felsen erbohrt werden. Der geologische Aufbau des Talquerschnitts führte zur Wahl einer Bogenbrücke dicht neben der alten Auslagerbrücke. Die Spannweite des Bogens ergab sich zu 192 m. Für die Gründung steht leichter Felsen in geringer Tiefe an, der durch die sekundären Ablagerungen im Flußbett hinreichend gegen Verwitterung geschützt ist.

Gegenüber der bestehenden Bogenbrücke der Grand Trunk hat die neue Brücke 30 m mehr Spannweite bei 3 m geringerem Stich und wird nur eine Verkehrsebene — für die Bahngleise — besitzen. Die andere ist im unteren Stockwerk zugleich Straßenbrücke. Der Hauptbogen wird, soweit es das Eigengewicht betrifft, als Dreigelenkbogen ausgebildet, doch werden die Mittelstäbe des Obergurtes fest vernietet, so daß der Bogen für die Verkehrslast als Zweigelenkbogen arbeitet. Mit Rücksicht auf die Kürze der beiden ersten Ständer



seitlich der Bogenmitte und der hohen Zusatzspannungen in ihnen aus Temperatur werden diese gelenkig angeschlossen. Im übrigen werden alle anderen Stäbe genietet. Der Brückenquerschnitt zeigt 3 m hohe vollwandige Querträger zwischen den Obergurten der Hauptbogen, und auf den Obergurten frei aufgelagert das Tragwerk für die Fahrbahn, bestehend aus zwei außenliegenden Hauptlängsträgern, 1,5 m hohen über 2 Gleisbreiten durchgehenden Fahrbahnquerträgern in 3,6 m Abstand und längs verlaufenden, etwa 37 cm hohen I-Profilen in 40 cm Abstand als Belagseisen, über die dann ein 12 mm starkes Blech gespannt ist, das eine Deckschicht aus Eisenbeton erhält und die Gleisbettung aufnimmt. Die Querschnitte der Hauptstäbe zeigen folgende Form: Obergurt: Kasten quadratisch, unten offen, Untergurt: Kasten, geschlossen, 1,5 bis 1,8 m hoch, 0,9 m breit, Wandstäbe: 4 Eckwinkel in quadratischer Anordnung mit Seitenwänden. Der größte Stabquerschnitt besitzt 4470 qcm und erhält 4365 t Stabkraft. Die Ebene der Bogenträger ist etwa 1:7 gegen die Lotrechte nach innen geneigt. Die Seitenöffnungen werden mit Blechträgern überspannt, über die die Bettung ebenfalls durchgeführt wird.

Die Gelenke haben bedeutende Abmessungen. Der Bolzen ist 2,25 m lang, 0,48 m stark und wiegt nahezu 4 t, das ganze Gelenk etwa 38 t. Zur Druckübertragung auf die Gründungssohle sind mächtige Gußstühle von etwa 90 t Gewicht erforderlich. Der größte Stab wiegt 70½ t (1 t amerik. = 900kg), das Gesamtgewicht der Brücke wird sich auf etwa 7500 t (900 kg) stellen.

Die Aufstellung der Brücke soll im freien Vorbau geschehen. Dazu wird am oberen Ende des ersten Ständers eine Zugverankerung vorübergehend angeschlossen, die tief in den Felsen eingeführt wird. Diese Verankerung ist mit Hilfe von hydraulischen Pressen in der Länge veränderbar, so daß der Bogenstich beim Einsetzen des Schlußstabes genau eingestellt werden kann. (Railway Age vom 13. 1. 1923.)

Dr. Gläsel.

## Turmhaus in Eisenbeton.

(Nach Engineering News Record Bd. 90 Nr. 14 vom 5. April 1923.)

In Dallas, Tex., wurde ein Turmhaus in Eisenbeton von 78 m Höhe bei 19 Geschossen erbaut, das ausschließlich Räume für die Ausübung des ärztlichen und zahnärztlichen Berufes und für den Verkauf von Medikamenten enthält (Abb. 1). (Medical Arts Building.)

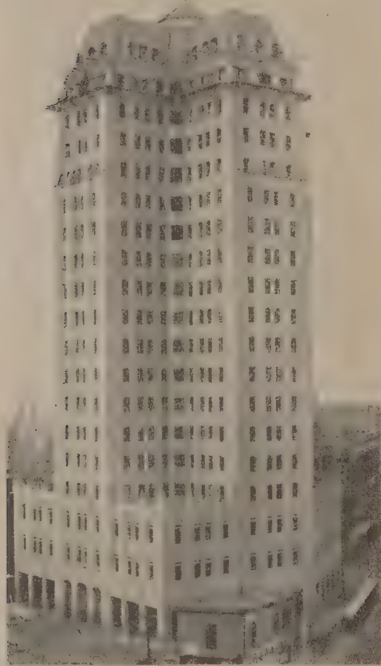


Abb. 1. Turmhaus in Dallas, Tex.

Die unteren 3 Geschosse nehmen die ganze Grundfläche des unregelmäßig gestalteten Bauplatzes ein, während sich die folgenden Geschosse auf kreuzförmigen Grundriß aufbauen, mit dem eine günstige Luft- und Lichtverteilung verbunden ist. Länge in den Hauptachsen = 34 m, Flügelbreite = 11,8 m. Der Kern des Gebäudes dient dem Verkehr, während in den 4 Flügeln die Arbeitsräume untergebracht sind. Ein Treppenhaus, 4 Aufzugsschächte und ein in der Mitte angeordneter Luft- und Lichtschacht durchsetzen das ganze Gebäude (Abb. 2). Die Last des Bauwerkes wird durch 8 Haupteckssäulen, 8 Nebenecksäulen, 4 Zwischensäulen und durch die Wände der Aufzugsschächte auf den Baugrund übertragen, der aus festem Fels besteht und bis zu 20 kg/cm² beansprucht wird. Zur Versteifung des Bauwerkes namentlich gegenüber der Wirkung des Winddruckes dienen hauptsächlich kräftige Vorspannungsbalken von 30×150 cm Querschnitt, jeweils in Höhe der Decken der einzelnen Geschosse; außerdem sind mit Rücksicht auf die Steifigkeit des Bauwerkes nach allen Seiten gleichmäßig ausgebildete Rippendecken (Kassettendecken) gewählt; Rippenstärke 13×56 cm bei 120 cm Rippenentfernung; die Deckenplatte selbst ist nur 6,5 cm stark. Die Decken sind i. a. gleichartig ausgebildet und für eine Nutzlast von 250 kg/m² bzw. für eine Gesamtlast von rd 850 kg/m² berechnet; nur bei der untersten Decke sind 750 kg/m² Nutzlast in Rechnung gestellt. Der Winddruck ist zu 100 kg/m² angenommen, ohne daß dabei eine Herabsetzung der zulässigen Beanspruchung im Beton oder Eisen vorgenommen wurde.

Die Abmessung der Haupttecksäulen beträgt in Höhe der untersten Decke 142×142 cm, in Sohlenhöhe 3×3 m, sie konnte also in verhältnismäßig engen Grenzen gehalten werden. Die kreisförmig angeordnete

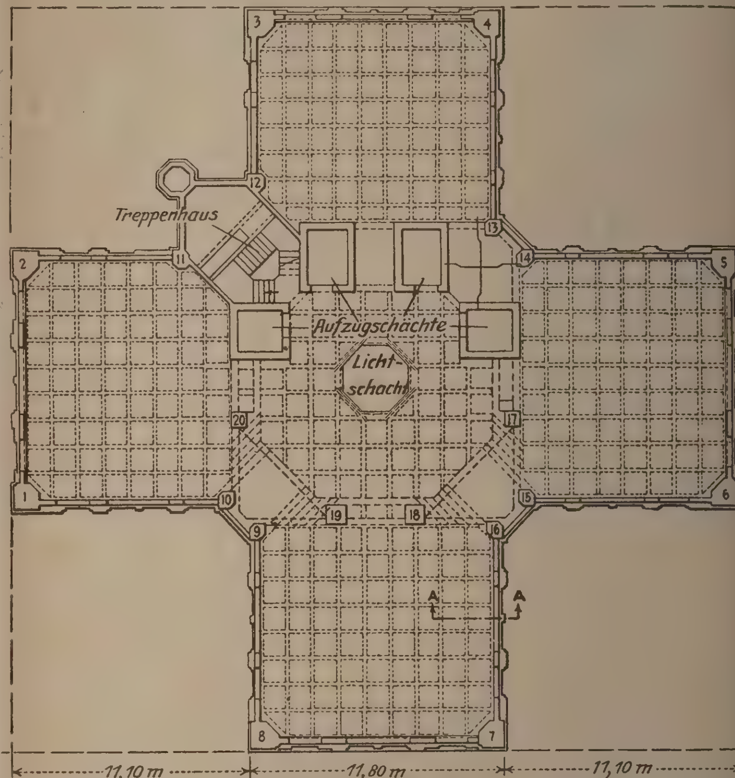



Abb. 2. Grundriß des Gebäudes (über dem 3. Stockwerk).

Bewehrung besteht aus 25 mm ⌀., 28,5 mm Längseisen und 14 mm ⌀. Umschnürung bei 5 cm Ganghöhe. Die Gesamtlast des Gebäudes in Höhe des untersten Geschosses ist mit 1170 t angegeben.

Der Bericht weist darauf hin, daß durch den Bau dieses Turmhauses im Eisenbeton die Bedenken vieler zerstreut sein werden, die in unrichtiger Beurteilung der Sache der Meinung waren, daß Gebäude von so großer Höhe in diesem Material nicht erbaut werden könnten. Die Grenze für die Anwendbarkeit dieses Baustoffes liegt selbstverständlich in der Beanspruchungsmöglichkeit desselben (und der des Baugrundes) und der hierdurch bedingten Abmessungen der Gebäudestützen.

Dipl.-Ing. W. Lydtin, Karlsruhe.

## Von der ältesten Eisenbahn in Amerika.

Am 23. April 1923 konnte die Delaware & Hudson Co. auf ein hundertjähriges Bestehen zurückblicken. Obwohl sie erst 1867 zum Eisenbahnbetrieb mit Lokomotiven voll übergegangen ist, wird sie doch als die älteste Eisenbahngesellschaft in den Vereinigten Staaten von Nordamerika angesehen. 1823 wurde die Gesellschaft staatlich genehmigt mit dem Zwecke, Steinkohlen im Gebiete des Lackawannaflusses im Staate Pennsylvanien zu schürfen und nach New York zu verfrachten. Die Luftlinie beträgt etwa 150 km. Zur Beförderung der Kohlen wurde zugleich der Bau eines Kanals in nordöstlicher Richtung nach dem Hudson genehmigt, der mehrere Flußtäler benutzt, aber den Weg nach New York auf fast 300 km verlängerte. Steinkohlen waren damals in Amerika noch wenig bekannt und wurden aus England eingeführt. Die Kohlengruben der Gesellschaft sind heute sehr berühmt und liegen in der Umgebung der Städte Olyphant, Carbondale und Honesdale.

Der Kanal wurde in den Jahren 1827 bis 1829 erbaut und war zunächst für Kohlenförderung bestimmt. Aber schon Ende 1829 ging man auch zum Personenverkehr über. Wegen starken Höhenunterschiedes konnte der Kanal nicht bis an die Kohlenfelder herangeführt werden. Für die Zufuhr der Kohlen nach den Verladeplätzen am Kanal erbaute die Gesellschaft zu gleicher Zeit mit diesem ihre berühmte Schwerkraftbahn — in Verbindung mit Seilaufzügen —. Diese Bahn wurde später sogar für Personenbeförderung benutzt, besaß fast 50 km Länge und hat bis 1899 bestanden. Es dürfte deshalb am Platze sein, hier über diese eigenartige Erscheinung aus den ersten Jahrzehnten des Eisenbahnwesens nach Railway Age vom 28. April 1923 noch einige Ausführungen anzuschließen:

Carbondale, der Mittelpunkt der Kohlenfelder, und Honesdale, der Verladeplatz der Kohlen auf den Wasserweg, liegen rund 20 km voneinander entfernt. Zwischen beide Städte schiebt sich quer ein schmaler, aber ziemlich hoher und steilgeneigter Höhenrücken von

rund 250 m relativer Höhe. Um diesen zu überwinden baute die Gesellschaft in den Jahren 1827 bis 1829 eine Gleisbahn für freien Ablauf der Wagen in Verbindung mit „schiefen Ebenen für Seilbetrieb". Die Bahn bestand aus einer Reihe von ziemlich steil geneigten Steigungsstrecken, die mit wagrechten oder schwach fallenden Strecken abwechselten. Die Steigungsstrecken, in den ersten Jahrzehnten des Eisenbahnwesens „schiefe Ebene" genannt, waren anfangs eingleisig angelegt, besaßen aber auf halber Höhe eine zweigleisige Ausweichestelle von 30—45 m Länge, wo sich 2 Wagen begegnen konnten. Die Weichen an diesen Stellen waren bereits selbstwirkend, so daß stets die richtige Fahrstraße eingestellt war. Auf der Westseite des Höhenrückens, nach Carbondale zu, lagen 5 solcher schiefen Ebenen. Jede war am oberen Ende mit einer ortsfesten, „stehenden" Dampfmaschine ausgerüstet, die mit Hilfe einer offenen, zweiteiligen Kette 3—5 beladene Kohlenwagen mit etwaiger ¾ - t - Ladung hochzog und dafür ebenso viele gleichzeitig leer abließ. Auf der Ostseite des Höhenrückens, nach Honesdale zu, waren 3 Abstiegsebenen vorhanden, die mit Schwerkraft allein arbeiteten, indem die vollen Wagen die leeren an einer Kette hochzogen. Die Geschwindigkeit wurde mit Reibungsbremsen und einem großen Windfang an der oberen Umkehrrolle geregelt. Diese erste Anlage ist nachmals stark verändert, die Zahl der Steilrampen auf der Westseite auf acht vergrößert worden.

Als sich in späteren Jahren der Bergbaubetrieb südlich von Carbondale ausdehnte, wurde auch die Schwerkraftbahn dorthin, u. zw. bis Olyphant (etwa 17 km) verlängert. Außerdem erhielt die Bahn zwei Gleise, die unabhängig voneinander geführt wurden. Die Geländeneigung wurde bis zum äußersten ausgenutzt, so daß sich für die Talfahrten durchgehende Gefällsstrecken von 16 und 20 km ergaben, auf denen die Wagen in einem Zuge frei abliefen. Im Sommer 1860 wurde auf diesen Strecken sogar die Personenbeförderung aufgenommen, die allmählich einen sehr großen Umfang annahm, weil diese Bahnstrecke mit der Zeit als Sehenswürdigkeit eine gewisse Berühmtheit erlangte.

Aber auch die Aufstiegsstrecken arbeiteten mit Steilrampen und Seilbetrieb. An jede solche Steilrampe, wo die Wagen künstlich hochgezogen wurden, schloß sich eine mehr oder minder kurze, geneigte Strecke für freien Ablauf bis zur nächsten Seilanlage. Das Gefälle der Freilaufstrecken war also dem des Geländes entgegengesetzt, so daß der Längsschnitt der Berggleise einem Sägeblatt mit schräggeschnittenen Zähnen ähnelt.

Im Jahre 1829 ließ die Delaware & Hudson Co. eine von George Stephensen gebaute Lokomotive kommen, die erste in Amerika, die auf Gleisen gelaufen ist. Nachdem sie in New York zusammengesetzt und öffentlich unter Dampf zur Schau gestellt worden war, wurde sie auf dem Wasserwege nach Honesdale gebracht und auf die Gleisbahn gesetzt. Ihre Leistung bei mehrfachen Versuchsfahrten befriedigte durchaus, doch erwies sich ihr Gewicht von nahezu 7 t als viel zu hoch für die damals noch aus Holzschienen gebauten Gleise. Sie mußte deshalb beiseite gesetzt werden und hat viele Jahre unbenutzt gestanden. Bis vor kurzem galt sie als verschollen. Sie steht jetzt im Museum in Washington, rekonstruiert aus Teilen, die vor einiger Zeit durch Zufall aufgefunden worden sind. Dr.-Ing. Gläsel.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Österr. Ingenieur- und Architekten Verein.

Wie wir der letzten Nummer der Vereinszeitschrift entnehmen, wurde die Festversammlung, die der Verein anläßlich seines 75 jährigen Bestehens veranstaltete, durch den Besuch des Bundespräsidenten Dr. Hainisch, des Bundeskanzlers Dr. Seipel und des Bundesministers für Handel und Verkehr Dr. Schürff ausgezeichnet. Die Stadt Wien stiftete dem Verein den Betrag von 30 Millionen Kronen für wissenschaftliche Zwecke.

### Goldene Medaille Reval.

Auf der Ausstellung in Reval, die in der Zeit vom 2.—11. Juni d. J. stattfand, erhielt die bekannte Betonmaschinenfabrik Dr. Gaspary & Co., Markranstädt, für die in Betrieb vorgeführten Maschinen außer einem Diplom die große goldene Medaille zuerkannt. Die Firma hatte eine Betonmauer- und Schlackensteinmaschine, eine Dreistern-Dachziegelmaschine, eine Betonhohlblockmaschine, 1 Farbmühle, 1 Universaltreppenstufenform, Mischer, Rohrformen und einen fahrbaren Steinbrecher mit Sortiertrommel ausgestellt.

### Fischereihafen Polangen.

In dem von der litauischen Regierung ausgeschriebenen internationalen Wettbewerb für die Anlage eines Fischereihafens bei Polangen erhielten
den ersten Preis Herr Professor Jacobi, Riga,
„ zweiten „ die Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Kom.-Ges., Berlin SW 11, Schöneberger Straße 3—4,
„ dritten „ Herr Ingenieur Reichard, Kowno.

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 31. Mai 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. M 76 425. F. W. Moll Söhne, Witten a. Ruhr. Stollenausbau nach Pat. 368 016; Zus. z. Pat. 368 016. 19. I. 22.

Kl. 5 c, Gr. 4. Sch 65 156. Wilhelm Schut, Hervest-Dorsten. Vorrichtung zum Abfangen der Hilfszimmerung bei Vortreibarbeiten im Grubenbau. 9. VI. 22.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 62 272. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Schaltung für dreistellige Eisenbahnsignale. 27. II. 23.

Kl. 20 i, Gr. 39. Sch 67 010. Johann Schwond, Weitmar-Bochum. Signalvorrichtung für Rotten. 1. II. 23.

Kl. 37 a, Gr. 4. A 36 435. Bruno Angrick, Berlin-Lichterfelde, Potsdamer Str. 22. Mit Schutzstoff gefüllte Hohlmauer aus beiderseitigen Wandplatten zwischen Tragpfeilern. 17. X. 21.

Kl. 37 c, Gr. 1. S. 57 996. Max Siebrand, Köln a. Rh., Aachener Str. 90. Bedachungskörper zur Eindeckung von Hallen oder ähnlichen Bauten. 31. X. 21.

Kl. 37 e, Gr. 9. P 38 721. Albrecht Pohle, Raguhn. Fachwerkartig ausgebildetes Schalungsgerüst. 21. XI. 19.

Kl. 37 e, Gr. 10. P 41 701. Frantisek Petras, Budweis, Tschechoslowakei; Vertr.: Dr. Otto Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Träger für Deckenverschalungen aus zwei durch ein Dreiecksystem versteiften, gegeneinander verschiebbaren, aus Winkeleisenpaaren bestehenden Teilen. 19. III. 21. Österreich 9. XII. 15.

Kl. 42 a, Gr. 1. M 80 940. Wilhelm Märtens, Pabstorf bei Oschersleben. Zirkel, insbesondere zum Aufmessen von Ländereien. 23. II. 23.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 78 398. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Versenkbares Walzenwehr mit schnabelförmigem Fortsatz. 14. VII. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. M. 78 617. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Floßhebevorrichtung für Trockenförderung. 5. VIII. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 80 634. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Antriebvorrichtung für wagrecht geteilte Schützen von Wehren nach Pat. 341 020; Zus. z. Pat. 341 020. 17. V. 19.

Kl. 84 d, Gr. 5. G 58 017. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstraße 70. Baggergutförderer. 1. XII. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. Juni 1923.

Kl. 20 g, Gr. 1. N 22 001. Gg. Noell & Co., Würzburg. Tragwagen für Drehscheiben mit Doppellaufring; Zus. z. Pat. 376 457. 23. IV. 23.

Kl. 37 a, Gr. 4. Z 12 675. Hans Zamecznik, Wien; Vertr.: Chr. Geiß, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Verfahren zur Herstellung des Traggerippes flächenartiger Bauteile, wie Wände, Decken, Dächer. 17. X. 21. Österreich 23. X. 20.

Kl. 37 e, Gr. 12. F. 49 112. Ernst Forbath, Budapest; Vertr.: Dr.-Ing. B. Bloch, Pat.-Anw., Berlin NW. 21. Verfahren zum Heben von Dächern mittels Schrauben oder anderen Hebevorrichtungen. 18. IV. 21. Ungarn 23. II. 21.

Kl. 84 a, Gr. 3. L 55 214. Lars Lawski und Axel Ekwall, Stockholm; Vertr.: E. Peitz u. Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Sektorförmiges Schleusentor. 23. III. 22.

Kl. 85 c, Gr. 6. P 44 152. E. Posseyer, Wasser- und Abwasserreinigungs-G. m. b. H., Essen-Bredeney. Drehbarer Saugrüssel zur Entfernung des Schlamms aus Klärbecken. 4. V. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. Juni 1923.

Kl. 20 i, Gr. 3. Sch 66 990. Metallwarenfabrik F. F. A. Schulze, Berlin. Bremsprobesignal. 31. I. 23.

Kl. 20 i, Gr. 4. S 62 247. Johann Salzmann und Hermann Müller, Horstmar b. Lünen. Kletterweiche für Grubenbahnen. 19. II. 23.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. Juni 1923.

Kl. 20 i, Gr. 4. W 63 269. John Wattman, Berlin-Lankwitz, Lessingstr. 12a. Verfahren zur Herstellung von Schienenkreuzungen. 28. II. 23.

Kl. 37 f, Gr. 8. L 56 619. Luftschiffbau Zeppelin G. m. b. H. u. Paul Jaray, Friedrichshafen a. B. Luftschiffhallenanlage mit Windlenkflügeln nach Anm. L 54 938; Zus. z. Anm. L 54 938. 20. X. 22.

Kl. 80 a, Gr. 33. T 24 776. René Augustin Tison, Saint Mandé, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Riese, Pat.-Anw., Charlottenburg. Verfahren zur Herstellung bewehrter Betonrohre. 30. XII. 20. Frankreich 22. XI. 19.

Kl. 85 c, Gr. 3. St 36 802. Städtehygiene- und Wasserbaugesellschaft m. b. H., Wiesbaden. Verfahren zur Behandlung von Abwasser in Klär- und Faulräumen mit Druckluft. 20. IV. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. Juni 1923.

Kl. 5 c, Gr. 1. 378 688. Daniel J. Gibbels, Geleen, Limburg. Bühne zum Abteufen und Ausbau von Schächten. 16. III. 22. G 56 074.

Kl. 5 c, Gr. 4. 379 000. Paul Kaasmann jr., Wetter, Ruhr, Crengeldanzstr. 30. Nachgiebiger Grubenstempel. 25. V. 21. K 77 682.

Kl. 19 a, Gr. 10. 378 536. August Winz, Essen, Ruhr, Hedwigstraße 3. Kopfstütze von U-Form für die Befestigungsmittel der Kleinbahnen; Zus. z. Pat. 363 082. 6. X. 22. W 62 307.

Kl. 19 d, Gr. 3. 378 682. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Verstärkung der Träger von einfachen Balkenbrücken. 24. XII. 21. M 76 149.

Kl. 20 g, Gr. 1. 378 699. Bahnbedarf-Akt.-Ges., Darmstadt. Transportable Drehscheibe. 29. I. 22. P 103 317.

Kl. 20 i, Gr. 3. 378 700. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co. A.-G., Braunschweig. Drahtzug zum gleichzeitigen Stellen mehrerer Signale. 5. I. 23. W 28 900.

Kl. 20 i, Gr. 3. 378 701. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co. A.-G., Braunschweig. Drahtzug zum gleichzeitigen Stellen mehrerer Signale. 5. I. 23. E 28 901.

Kl. 20 i, Gr. 3. 378 702. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co. A.-G., Braunschweig. Drahtzug zum gleichzeitigen Stellen mehrerer Signale. 5. I. 23. E 28 902.

Kl. 80 b, Gr. 1. 378 988. Kaspar Winkler, Altstetten b. Zürich; Vertr.: Cramer u. Dr. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren, um Zement-, Beton- und Mörtelmassen zur Ausführung von Dichtungsarbeiten, Trockenlegungen, Wasserbauten und ähnlichen Arbeiten geeignet zu machen. 31. X. 20. W 56 581. Schweiz 30. VIII. 20.

Kl. 80 b, Gr. 25. 378 784. Blackstone International Corporation, New York; Vertr.: Nütten, Rechtsanwalt, Aachen, Augustastraße 22. Verfahren zur Herstellung von Straßenpflaster. 2. IX. 20. B 95 760.

Kl. 84 a, Gr. 3. 378 787. Alois Lutz, Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Saugüberfall. 5. III. 21. L 52 562.

Kl. 84 a, Gr. 3. 379 094. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstraße 9. Verwendung des beweglichen Wehrs nach Pat. 374 956 für Wasserkraftanlagen; Zus. z. Pat. 374 956. 11. II. 21. M 72 472.

Kl. 84 c, Gr. 1. 378 888. The International Earth-Boring Machine Company, Chicago, V. St. A.; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. H. Caminer, Berlin W 62, u. Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Fahrbare Bohrvorrichtung. 6. IX. 19. I 19 621.

Kl. 85 c, Gr. 6. 378 788. Gerhardt Straßburger, Erfurt, Andreasflur 7. Wasserkläranlage mit von dem Klärraum umschlossenen oder neben ihm liegenden Faulraum. 6. IX. 21. St 35 592.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. Juni 1923.

Kl. 5 c, Gr. 1. 379 498. Stephan, Frölich & Klüpfel, Beuthen, O.S. Vorrichtung zur Ausführung des Versteinungsverfahrens nach dem Patent 378 460; Zus. z. Pat. 378 460. 11. XI. 19. St 32 569.

Kl. 5 c, Gr. 2. 379 499. Dr.-Ing. Fritz Heise, Bochum, Herner Straße 43. Vorrichtung zur Ausführung des Verfahrens zur Kälteverteilung nach dem Patent 356 583; Zus. z. Pat. 356 583. 27. IV. 22. H 89 614.

Kl. 5 c, Gr. 4. 379 405. Max Stern, Gelsenkirchen. Kappen zum Stützen von Gebirgen. 8. I. 20. St 32 753.

Kl. 20 h, Gr. 5. 379 107. Gebrüder Eduard und Adalbert Sevcik, Mährisch-Ostrau, Tschechoslowakei; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. Landeskroener, Pat.-Anw., Dresden. Bremsschuh zum Anhalten von Eisenbahnwagen. 7. VI. 21. S 56 605. Tschechoslowakei 23. VII. 20.

Kl. 35 a, Gr. 4. 379 544. Walter Schindler, Bern; Vertr.: Dr. Haußknecht u. M. Morin, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Bauaufzug. 5. IV. 22. Sch 64 550.

Kl. 37 f, Gr. 7. 379 144. Blaw-Knox Company, Pittsburgh, Penns., V. St. A.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Turmgerüst aus sich kreuzenden Traggliedern. 22. V. 21. B 99 799.

Kl. 80 a, Gr. 53. 379 392. The Hume Pipe and Concrete Construction Company Limited, London; Vertr.: H. Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fliehkraftmaschine zur Herstellung von Röhren für Leitungen u. dgl. 5. V. 20. H 85 016. England 25. IX. 13.

Kl. 81 e, Gr. 22. 379 393. Maschinenbau-Akt.-Ges. Tigler, Duisburg-Meiderich. Verladebrücke. 22. V. 21. M 73 810.

Kl. 84 a, Gr. 6. 379 394. Ernest Alphonse Laurent Guiu, Pratsde-Mollo, Frankr.; Vertr.: W. Mossig, Pat.-Anw., Berlin SW 29. Drehbare Rechentrommel zum Ausscheiden von Blättern und sonstigen Schwimmseln; Zus. z. Pat. 368 456. 13. II. 13. G 38 422.

Kl. 84 c, Gr. 1. 379 492. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Verfahren zum Erhöhen des Grundwasserstandes im Erdreich. 5. VIII. 21. S 57 203.

Kl. 84 c, Gr. 1. 379 583. Hans Maier-Behring, Stuttgart, Landhausstr. 9. Einrichtung für die Grundwassersenkung mittels einer in ein Förderrohr eingesetzten Pumpe. 18. V. 21. M 73 763.

Kl. 84 c, Gr. 2. 379 584. Anselm Cyran, Düsseldorf, Boltensternstraße 24. Z-Spundbohle der Wellspundwand nach dem Patent 363 252; Zus. z. Pat. 363 252. 3. II. 20. C 28 744.

Kl. 85 e, Gr. 6. 379 201. George Alfred Bonelli, Kingman, Arizona, V. St. A.; Vertr.: A. Trautmann u. H. Kleinschmidt, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Form zur Herstellung einer fortlaufenden Eisenbetonleitung aus zwei gleichachsigen Rohren. 7. V. 20. B 93967.

---

# BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Heinrich Ehrhardt. Hammerschläge, 70 Jahre deutscher Arbeiter und Erfinder. Verlag R. F. Köhler, Leipzig 1922. Grundpreis 6 M.

Ein wundervolles Buch! Ein Werk, geschrieben für das ganze deutsche Volk voller Lebenskraft, Lebenswahrheit und ehrlichstem Streben, der Allgemeinheit zu dienen, ein hohes Lied der Arbeit und der Treue im Vaterlandsdienste, das alles schließt die Lebensgeschichte von Heinrich Ehrhardt in sich. Diesem Buch sollte man die weiteste Verbreitung im deutschen Volke sichern. Den abgehenden Schülern unserer mittleren und höheren Schulen sollte es als ein Talisman für ihre eigne Lebensarbeit und für eine ideale Auffassung der Pflicht und Arbeitstreue mit auf ihren Weg gegeben werden; sie sollte es lehren, daß auch heute noch der Erfolg eines Lebens allein in der eigenen Kraft und in der Arbeitstreue begründet liegt. Wer den späteren „Kanonenkönig" Ehrhardt in diesem Sinne auf seinem Lebensweg an der Hand seines Werkes begleitet, der erfährt von ihm, wie er als vollkommen mittellose Waise eine schwere, entbehrungsreiche Jugend durchlebt hat, wie er dann später als Handwerksbursche und einfacher Arbeiter sich mühsam durchgeholfen, jede Gelegenheit aber benutzt hat zur Weiterbildung, wie er mit offenem Auge durch die vielen Betriebe, in denen er gearbeitet, gegangen ist und allmählich, nicht zurückweichend vor anfänglichen Mißerfolgen, sich zu eigner Selbständigkeit emporgearbeitet hat, nur auf eigne Kraft bauend und von seinem Erfindergenius emporgehoben. Und als dann die Zeit der glücklichen Entwicklung seines Betriebes, die Zeit der Ernte nach jahrzehntelangen Mühen kam, wie blieb er da in seinem Innern der einfache, bescheidene Mensch, wie wirkte er in wahrhaft sozialem Sinne in den Kreisen seiner Arbeiter, als deren nur erster er sich stets selbst einschätzte. Daß ihm hierfür leider nicht immer der verdiente Dank geworden, mußte freilich Ehrhardt am Ende seiner Lebensarbeit erfahren; auch hier zerriß verantwortungslose Verhetzung das enge, durch Vertrauen gehaltene Band zwischen Arbeitnehmer und Arbeitgeber. Daß die jetzigen Zeit- und Arbeitsverhältnisse von jemandem, der wie Ehrhardt Zeit seines Lebens immer nur gearbeitet und für das Allgemeinwohl geschafft hat, keine günstige Beurteilung erfahren, ist selbstverständlich. Gerade die Kritik, die er an die neue Zeit schließt,

von der hohen Warte werktätiger Arbeitserfahrung aus und abgeklärt durch seinen eigenen dornenreichen Entwicklungsgang, ist besonders lesenswert. Was hier ein einfacher Mann der Arbeit sagt und erkennt, sollte weiteste Verbreitung finden und unserer arbeitenden Jugend eingeschärft werden. Hammerschläge heißt nicht mit Unrecht gerade auch in diesem Sinne der Titel der Lebensgeschichte Ehrhardts, wenn er hierunter auch wohl die vielen Hammerschläge verstehen wird, die er in seinem Leben getan und die in seinen späteren gewaltigen Werkstätten von den Tausenden seiner Mitarbeiter getan wurden.

Für unser ganzes Volk ist das Buch geschrieben. Möge es in ihm Segen stiften und in viele Schichten heute und in kommender Zeit dringen, damit auch die Zukunft unserem Volke solche getreuen „Ehrhardts" wieder beschert. Es braucht sie mehr denn je! M. F.

Handbuch der Architektur. IV. Teil, 2. Halbband, Heft 2: Geschäfts- und Kaufhäuser, Warenhäuser und Meßpaläste, Passagen und Galerien, Großhandelshäuser, Kontorhäuser, Börsengebäude. Von Professor Alfons Schneegans in Dresden. Gebäude für Banken und andere Geldinstitute von Professor Paul Kick in Berlin. Verlag J. M. Gebhardt, Leipzig 1923.

Das vorliegende, hervorragend ausgestattete Werk wendet sich zwar vorwiegend an den Architekten, hat aber auch für den Bauingenieur, der im Industriebau arbeitet, eine besondere Bedeutung. Gibt es doch keine andere Veröffentlichung, die ihn befähigt, sich ohne allzugroße Mühen mit den neuesten Bauten auf den in der Überschrift genannten Gebieten bekannt zu machen und die leitenden Gesichtspunkte, nach denen der Betrieb in diesen Bauten vor sich geht, kennen zu lernen. Bedenkt man, daß heute große Industrie- und Handelsbauten wohl kaum mehr allein dem Genius des Architekten entspringen, daß bei ihnen meist auch der schaffende Ingenieur mitwirkt und gerade dieses Zusammenarbeiten erst eine zugleich künstlerische und wirtschaftliche Höchstleistung zu erzielen vermag, so wird man den Wert der Arbeit von Schneegans und Kick auch für den Bauingenieur voll einzuschätzen vermögen. Zudem gewähren diesem die vielgestaltigen Bauten aus den verschiedensten Zeiten und Ländern eine so große Summe wertvoller Konstruktionsgedanken und Vorbilder, daß sich schon aus diesem Grunde allein eine Kenntnis des Werkes für den Ingenieur empfiehlt. Im besonderen wird auch der Eisenkonstrukteur, nicht minder der Eisenbetonfachmann aus dem Werke Anregung vielgestaltiger Art entnehmen und manches Vorbildliche lernen können. Wertvoll ist endlich die ausgezeichnete und umfassende Literaturnachweisung am Abschlusse der einzelnen Kapitel. Für Sonderarbeiten des Industrieingenieurs und für sein Zusammenarbeiten mit dem Architekten auf den hier in Frage kommenden Gebieten sei das Werk von Schneegans und Kick allen Fachkollegen wärmstens empfohlen. M. F.

Die rationelle Haushaltführung. Von Frederick-Witte. Zweite Aufl. Verlag Julius Springer-Berlin. 1922. Grundzahl 2,20.

Die erste vor zwei Jahren erschienene Auflage ist in dieser Zeitschrift damals — namentlich nach der Seite der Ausgestaltung der Wirtschaftsräume in Wohnungen im Hinblick auf die Anwendung der Taylor-Methode im Haushalte — ausführlich besprochen und in ihrem Werte gewürdigt worden. Das Erscheinen der neuen Auflage gibt zu erkennen, daß dieser innere Wert auch vielseitig gewürdigt worden ist. Mögen die für jede deutsche Haushaltung wertvollen Darlegungen mit Hilfe der zweiten, und hoffentlich noch weiterer Auflagen, immer mehr in weite Volksschichten dringen und hier die volle Beachtung finden, die sie verdienen. Das gilt in gleichem Umfange für alle Fachkollegen, die sich mit dem Bau von Wohnhäusern, namentlich auch den neuzeitlichen Siedlungsbauten, zu befassen haben; gerade sie finden hier manche wertvolle Anregung für zweckmäßige Grundrißlösungen und einen arbeitssparenden, richtigen inneren Ausbau der Wirtschaftsräume. M. F.

Taten der Technik. Ein Buch unserer Zeit. Herausgegeben von Hanns Günther, mit Beiträgen von Arthur Fürst, Dipl.-Ing. Lasswitz, Dr. Richterer, Dipl.-Ing. Stern, Dr.-Ing. Schuster u. a. In 20 Lieferungen, 328 Seiten mit 20 farbigen Tafeln, 40 ganzseitigen Porträts und über 500 Bildern im Text. Verlag Roscher und Co. A. G., Zürich und Leipzig 1922. Grundpreis jeder Lieferung 2 M $\times$ Teuerungszahl des Börsenvereins.

Der durch frühere Werke, zuletzt durch sein Büchlein „Technische Träume" bekannte Herausgeber hat hier eine reich illustrierte Sammlung großer technischer Leistungen hauptsächlich der letzten zwanzig Jahre zusammengestellt und in allgemein verständlicher, volkstümlicher Art beschrieben. Das Buch ist kein wissenschaftliches Nachschlagebuch für den Fachmann, sondern ein Lese- und Anschauungsbuch für jeden Laien, der sich ein Bild von dem Wesen der Technik machen und die großen technischen Fortschritte der letzten Jahrzehnte verstehen will. Daher ist ihm auch von seiten des Fachmannes die weiteste Verbreitung zu wünschen. Besonders geeignet scheint das Buch für die heranwachsende reifere männliche Jugend.

Die ersten bisher erschienenen 10 Lieferungen enthalten folgende 15 einzelne Aufsätze: Quer durch den Lötschberg, die Wunder der jüngsten Alpenbahn; Kultur der Technik; Im Eisenwalzwerk; Die Technik im Dienste der Astronomie; Die Entwicklung der Taucherei; Das Sonnenkraftwerk bei Meadi; Die Entwicklung der Eisenbahnsicherungen; Der Kreisel im Dienste der Technik; Hochhäuser und Wolkenkratzer; Schnellverkehr im Draht, ein Kapitel aus der Entwicklung der Telegraphie; Die physikalischen Richtlinien der Entwicklung der Metallfadenlampe; Selbsttätige Leuchtfeuer; Der Schall im Dienste der Schiffahrt; Die Heißdampflokomotive und die Eroberung der Wüste.

Ausstattung und Abbildungen sind vorzüglich und werden sicherlich zur Beliebtheit des Werkes beitragen.

Hölzerne Dachkonstruktionen, ihre Ausbildung und Berechnung. Von Dr.-Ing. Th. Gesteschi. Dritte neubearbeitete Auflage. Grundzahl geh. 8,0, geb. 9,0. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W.

Bereits ein Jahr nach Erscheinen der zweiten Auflage ist die dritte Auflage notwendig geworden, ein Zeichen einmal für den Wert des Werkes, zum anderen für das Interesse, das z. Z. von vielen Ingenieuren dem Holzbau entgegengebracht wird. Das Werk ist zeitgemäß ergänzt und vervollständigt, namentlich im Gebiete des Holzhallenbaues. Überall, auch bei Neueinschaltungen, gehen theoretische Behandlung und konstruktive Ausgestaltung Hand in Hand, ergänzen sich für das Studium gegenseitig und machen damit das Werk zu einem hervorragenden Mittel zum Selbststudium und zur Weiterbildung. Namentlich in letzterer Hinsicht kann die Gesteschische Bearbeitung des neuzeitlichen Holzbaues auch den älteren Fachkollegen bestens empfohlen werden, die sich über das Neuland auf diesem Gebiete — und dies ist ziemlich groß — ohne allzu große Mühe eingehend und erschöpfend unterrichten wollen. M. F.

Alfred Abendroth. Die Praxis des Vermessungsingenieurs, Geodätisches Hand- und Nachschlagebuch für Vermessungs-, Kultur- und Bauingenieure, Topographen, Kartographen und Forschungsreisende. 1. Band. 2. Aufl. Verlag Paul Parey, Berlin 1923. Preis: Grundzahl 14 $\times$ Index.

Auch die zweite Auflage des 1. Bandes des bedeutenden Abendrothschen Werkes wird sich durch seine reiche Ausstattung und umfassende Anlage, sowie durch seine Bündigkeit und Übersichtlichkeit die Aufmerksamkeit aller der Vermessungstechnik nahestehenden Fachkreise erwerben, zumal der Verfasser an seinem Ziele, das Buch nicht für Spezialisten als Nachschlagebuch in ihrem Sonderfache, sondern als Nachschlagebuch in allen anderen Fächern, denen sie fernerstehen, geschrieben zu haben, festhält.

In dankenswerter Weise hat sich der Verfasser bemüht, nach Möglichkeit die Fremdwörter zu verdeutschen, und es ist ihm gelungen, recht geeignete deutsche Ausdrücke selbst für Fachfremdwörter zu finden.

Die Einleitung, welche nur einige kleine Ergänzungen erfahren hat, gibt einen kurzen Abriß der Geschichte des Vermessungswesens, begründet ferner, daß das große Gebiet des Vermessungswesens vom Gesichtspunkte der Wissenschaft, der Technik und des Gewerbes aus betrachtet werden muß, und umreißt in knappen Worten die Arbeitsgebiete und Arbeitsziele des Vermessungsingenieurs.

Die größere Hälfte des Bandes füllt das Kapitel „Die Landesvermessung". Hier behandelt der Verfasser im Abschnitt A die geographische Ortsbestimmung in einer für den Vermessungsingenieur erschöpfenden Weise und erleichtert dem Praktiker das Verständnis durch eine beträchtliche Anzahl vortrefflicher Beispiele. Dieser Abschnitt hat durch die Neubearbeitung ganz bedeutend gewonnen; denn fast alle Schwächen und teilweise Unrichtigkeiten, die der 1. Auflage anhaften, sind verschwunden, so daß sich nunmehr der Leser eine klare Vorstellung über die wichtigsten astronomischen Begriffe und Zeitbestimmung verschaffen kann.

Der Abschnitt B, „Die Triangulation" erläutert erst die Basismessungen und das Basisnetz, beschreibt die preußischen Basismessungen mit Bessels Apparat und berichtet noch über solche mit Invardraht in den Kolonien und mit Stahlband in Nordamerika.

Die Wiedergabe vieler Lichtbilder erhöht die Anschaulichkeit der Schilderungen.

Dann werden die Gestaltung bzw. Anordnung der Hauptdreieckssysteme, die Erkundung, Beobachtung und Ausgleichung der Winkel, die Netzausgleichung und Koordinatenberechnung an der Hand von Beispielen aus der preußischen Landesaufnahme und schließlich die Anordnung, Beobachtung und Berechnung der Dreieckspunkte II. und III. Ordnung behandelt. Den Schluß bildet ein sehr gutes Beispiel für die Berechnung eines Punktpaares II. Ordnung.

Im folgenden Abschnitt C, „Die Höhenbestimmung", erklärt der Verfasser zunächst einige Grundbegriffe in der Höhenmessung, bespricht dann ausführlich und anschaulich die „Feinnivellements", insbesondere der bei der preußischen Landesaufnahme angewandten Verfahren, beschreibt Feinpegelanlagen und gibt dann eine theoretische Begründung der trigonometrischen Höhenmessung mit treffenden Bemerkungen über Ausführung, Berechnung und Ausgleichung trigonometrischer Höhenmessungen. Auch widmet hier der Verfasser einen kurzen Abriß der Verwendung des Barometers und des Siedethermometers zur Höhenbestimmung und erleichtert das Verständnis durch gute, neueingefügte Zahlenbeispiele.

Den Abschnitt D, „Topographie", gliedert der Verfasser zweck-

mäßig in geographische und technische Topographie, beschreibt erst die topographischen Arbeiten auf Reisen sowie der Ausrüstungen hierzu und ergeht sich dann ganz ausführlich über die technische Topographie, deren Arbeitsgang und Genauigkeit.

In Anbetracht ihrer außerordentlichen Bedeutung für die Topographie behandelt dieser Abschnitt ausführlich die Stereophotogrammetrie und fügt vorzügliche Abbildungen, Lichtbildwiedergaben, sowie Berechnungsbeispiele ein. Erschöpfend ist auch die mechanische Auswertung der Aufnahmen durch den Orelschen Stereoautographen beschrieben.

Der letzte Abschnitt E der Landesvermessung betrifft die Kartographie. Hier erläutert der Verfasser zunächst die verschiedenen Kartenprojektionen, ihre Vorteile und Nachteile, um dann, gestützt auf ausführliche Tabellen, die Hauptkartenwerke der preußischen Landesaufnahme zu beschreiben. Dann entwickelt er eine ausgezeichnete Klarlegung der wissenschaftlichen, künstlerischen und technischen Grundsätze, die beim Entwerfen und der Herstellung einer guten einwandfreien topographischen Karte einzuhalten sind, und gewährt schließlich einen Überblick über die wichtigsten Vervielfältigungsverfahren und deren Technik.

Der zweite Hauptteil des ersten Bandes behandelt das „Kataster". Der Verfasser erläutert zuerst den Begriff des Katasters und gibt dann in drei Abschnitten eine genau, durch eigne Erfahrungen ergänzte Schilderung der Katasterneumessung, der Katastereinrichtung und deren Verbindung mit dem Grundbuche und der Katasterforstschreibung in Preußen. Ob es berechtigt war, nur das preußische Kataster auf so breitem Raume als Beispiel anzuführen, mag dahingestellt sein. Jedenfalls würde es auch dem Fachmann von Belang sein, einen wenn auch nur knappen Überblick über das Kataster der übrigen Bundesstaaten durch den Verfasser, als eifrigsten Vorkämpfer für die Vereinheitlichung des deutschen Vermessungswesens zu erhalten, zumal in einigen Bundesstaaten wesentlich einfachere und übersichtlichere Grundsteuerkataster-Einrichtungen bestehen als in Preußen.

Ganz neu ist das Schlußkapitel „Die topographische Wirtschaftskarte 1:5000". Ausgehend von dem Beschlusse des deutschen Geographentages in Gotha 1920, in dem die Inangriffnahme einer Höhenflurkarte großen Maßstabes aus wissenschaftlichen und besonders auch wirtschaftlichen Gründen gefordert wird, erläutert der Verfasser den Begriff sowie Zweck und die bisherige Entwicklung dieser Karte. Er legt dann die an die neue Karte zu stellenden Anforderungen bezüglich der Genauigkeit, der kartographisch-technischen Anlage und der endgültigen Bearbeitung unter Verwendung von Luftbildaufnahmen fest und überzeugt durch seine Darlegungen von der Notwendigkeit und von den Vorteilen einer topographischen Wirtschaftskarte 1:5000.

Dem Verfasser ist jedenfalls für seine in der vorliegenden Neuauflage des ersten Bandes seines Werkes gegebenen Anregungen, Ergänzungen und Verbesserungen zu danken und wohlverdienter Erfolg zu wünschen. Baurat Max Ehnert, Dresden.

Dr. W. Birkmeier, Über den Bildungswert der Mathematik — ein Beitrag zur philosophischen Pädagogik. (Aus Sammlung „Wissenschaft und Hypothese XV.) Verlag B. G. Teubner in Berlin und Leipzig 1923. Geh. 2700 M, geb. 3000 M.

Der Inhalt befaßt sich mit dem Wesen der mathematischen Erkenntnis, dem Bildungswert der Mathematik. Für den Ingenieur ist im letzteren Teil namentlich der kurze Abschnitt von Interesse, der sich mit dem Verhältnisse der Mathematik zum „Techniker" abgibt. (Die wenig zutreffende Bezeichnung „Techniker" sollte entfallen, da sie in der Gegenwart vorwiegend für den als mittleren technischen Schüler Gebildeten benutzt, für den Akademiker, auf den die Ausführungen Bezug haben, aber die Bezeichnung „Ingenieur „bzw." Architekten" am Platze ist.) Was über diese Beziehnungen gesagt ist, wird die Zustimmung des Ingenieurs vollauf finden. Durchaus zutreffend ist auch das, was der Verfasser über die Handbücher des Ingenieurs ausführt: „Ein Blick in die Handbücher, die er zu Rate zieht, lehrt, daß der „Techniker" von heute ein mathematisches Rüstzeug und ein mathematisches Wissen besitzen muß, wie man solches — vor noch nicht zu langer Zeit — nicht bei allen Berufsmathematikern finden konnte". Durchaus richtig wird für den Ingenieur weiterhin der Wert seiner mathematischen Durchbildung eingeschätzt, und wenn am Schlusse dieser Betrachtungen mit Recht hervorgehoben wird, daß auf den Hochschulen der Unterricht mehr als das für den Beruf erforderliche Minimum an Kräften und Stoffen geben müsse, daß er überall zu einer gewissen Freiheit gegenüber den Berufsleistungen erziehen soll, so schätzt hier der Verfasser die Wesensart des mathematischen Unterrichts auf den technischen Hochschulen durchaus richtig ein.

Schon diese kurzen Darlegungen mögen erkennen lassen, daß der Verfasser seine schwierige Aufgabe beherrscht. Ein jeder Freund mathematischen Denkens und Erkennens wird viel Wertvolles in Dr. Birkmeiers Darbietungen finden. M. F.

## Ernennung.

Der Vorsitzende des Deutschen Beton-Vereins, Herr Dr-Ing. e. h. Alfred Hüser ist zum außerordentlichen (auswärtigen) Mitglied der Preußischen Akademie des Bauwesens ernannt worden.

## Mitteilung „Die Baunormung" betreffend.

Die „Baunormung", Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie, fällt in der vorliegenden Nummer des „Bauingenieur" aus, da im Interesse der Arbeit der für die Veröffentlichung der Normungsarbeiten zur Verfügung stehende Raum bereits überschritten und eine weitere Zugabe infolge hoher Papier- und Satzkosten nicht durchführbar ist.

Die Schriftleitung. Der Verlag.

## An unsere Leser!

Die Schriftleitung möchte nicht verfehlen, die Leser des „Bauingenieur" auch an dieser Stelle auf die im Anzeigenteil des vorliegenden Heftes abgedruckte Bekanntmachung des Verlages bezüglich einer Nachzahlung von 150000 M. auf den bisherigen für den Monat August erhobenen Bezugspreis hinzuweisen.

Vergleicht man die gewaltige Erhöhung, welche die Tageszeitungen gezwungen sind vorzunehmen, mit der Nachforderung des Verlages des „Bauingenieur", so wird man diese um so geringer finden müssen, wenn man bedenkt, daß eine wissenschaftliche Zeitschrift durch die ungeheure Steigerung aller Herstellungskosten mehr betroffen wird, als eine Tageszeitung, nochzumal sich auch der Anzeigendienst leider unter dem Druck aller Verhältnisse immer mehr und mehr verringert.

Die Schriftleitung hofft, daß jeder deutsche Bauingenieur von der Wichtigkeit des Fortbestehens unserer Zeitschrift, die ausschließlich dem Bauingenieurwesen dient, überzeugt ist und in dieser schweren Zeit auch seinerseits hilft, die Zeitschrift zu hoffentlich besseren Tagen durchzuhalten.

**Die Schriftleitung**
*Dr. M. Foerster.*

## STELLENÜBERSICHT.

152. Bauing. als Filialleiter mit reichen Erfahrungen in Tief-, Hoch- und Eisenbetonbau von Bau A. G. für Polnisch-Schlesien ges. Beherrschung der polnischen Sprache Bedingung. Angeb. unter 737 a. d. Verlag d. D. Bztg. (18. 7.)

153. Gemeindebaumeister als leitender Baubeamter und zur Ausübung der Baupolizei ges. Bes. Gr. X oder XI. Ortsklasse B. Industriegemeinde Weißwasser O. L. (D. Bztg. 18. 7.)

154. 2 Dipl.-Ing. von großer Hochbau- und Eisenbetongesellschaft für Deutsch, bzw. Polnisch Oberschlesien ges. Reiche Erf. in Kalkulation, Konstruktion und Bauführung Bedingung. Angeb. unter I. 743 a. d. Verlag d. D. Bztg. (18. 7.)

155. Dipl.-Ing. mit mindest. 2jähr. Praxis in Eisenbetonbau, sicherer Statiker, von Breslauer Eisenbetonfirma ges. Angeb. unter P. 765 a. d. Verlag d. D. Bztg. (21. 7. 25. 7.)

156. Regbmstr. als techn. Beigeordneter zur Leitung des gesamten städtischen Bauwesens ges. Bes. nach Gr. XIII. bis B 3. M.-Gladbach. Der Oberbürgermeister. (D. Bztg. 25. 7.)

157. Dipl.-Ing. mit 3—4jähr. Praxis im Eisenbetonbau, sicherer Statiker und Konstrukteur von Eisenbetonbauunternehmung nach Düsseldorf ges. Angeb. unter Df. Z. 4700 an Rudolf Mosse Düsseldorf (D. Bztg. 28. 7.)

158. Dipl.-Ing. mit mindestens 2jähr. Erf. in Eisenbetonhochbau für Projektbearbeitung ges. Polensky und Zöllner, Driesen. (D. Bztg. 28. 7.)

159. Dipl.-Ing. Eisenbetonfachmann mit hervorragenden Kenntnissen in Statik und langjähr. Praxis von Großunternehmen ges. Angeb. unter C. F. 21 368 a. d. Ann. Exp. Friedrich Schatz, Duisburg, Düsseldorferplatz 1. (Zentralstelle 25. 7.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang 31. August 1923 Heft 16

## PROFESSOR DR.-ING. e. h. ALEXANDER KOCH †.

Am 28. Juni verschied zu Reichenhall plötzlich und unerwartet der Professor i. R. der Technischen Hochschule Darmstadt, Dr.-Ing. e. h. Alexander Koch, Geheimer Baurat und Staatsrat, im Alter von 71 Jahren.

Mit ihm ist einer der hervorragenden deutschen Ingenieure aus einem an Arbeit und Erfolgen reichen Leben geschieden. Am 15. April 1852 zu Steinach in Sachsen-Meiningen geboren, widmete sich Koch nach Besuch der württembergischen Real- und Oberrealschule dem Studium des Ingenieurfaches auf der ehemaligen polytechnischen Schule in Stuttgart. Der Feldzug gegen Frankreich 1870/71, der seine Studien unterbrach, führte ihn als Kriegsfreiwilligen des rheinischen Pionierbataillons VIII in Feindesland. Zurückgekehrt vollendete er seine Studien und trat sodann als Ingenieur bei der Kgl. Baukommission in Stuttgart ein. Hier, an der Stätte seiner früheren Studienzeit, fand er neben seiner amtlichen Tätigkeit schon damals Gelegenheit, sich im Lehrberuf als Ingenieur-Assistent und Privatdozent zu betätigen. Im Jahre 1877 legte er beide Staatsprüfungen mit glänzendem Erfolge ab. Das folgende Jahr fand ihn als Abteilungsingenieur bei der Ministerialabteilung für Straßen- und Wasserbau, und bald darauf wurde er als Kollegialhilfsarbeiter der Ministerialabteilung für das Hochbauwesen zugeteilt. Nach kurzer Beschäftigung bei dieser Behörde erhielt er 1880 die Straßenbauinspektion Ulm, wo er bei der Iller- und Donaukorrektion ein reiches und dankbares Arbeitsgebiet zur Betätigung im eigentlichen Wasserbaufach fand. Acht Jahre verblieb er in dieser an Arbeiten und Erfolgen reichen Beschäftigung. Dann wurde er, zum Baurat ernannt, als Kollegialrat an das württembergische Ministerium des Innern, Abteilung für Straßen- und Wasserbau, versetzt. Diese neue Stelle trat er jedoch nicht mehr an, sondern übernahm 1889 die ihm gleichzeitig angebotene Stelle als Mitglied der Kaiserlichen Kanalkommission für den Bau des Nord-Ostsee-Kanals und kam nach Kiel, wo ihm das Dezernat für den Bau der Hochbrücken übertragen wurde. Von hier aus wurde er 1895 als ordentlicher Professor für Wasserbau von der Technischen Hochschule Darmstadt berufen. Dem Rufe folgend, wandte er sich nach Hessens Hauptstadt und blieb an der dortigen Hochschule bis zu seinem Tode. Am 1. Oktober 1920 trat er nach 25jähriger Lehrtätigkeit in den Ruhestand. Die Liebe zu seinem Beruf und den jungen Studenten ließ ihn jedoch nicht rasten. Obwohl mit Arbeiten für sein deutsches Vaterland überladen, fand er doch noch Zeit, Sondervorträge über sein Lieblingsgebiet, die Hydrodynamik, zu halten, bis der Tod seinem schaffensreichen Leben ein Ziel setzte.



Sein Lehrgebiet umfaßte das gesamte Wasserbauwesen. In der Erkenntnis, daß die großen Konstruktionsaufgaben, die der neuzeitliche Wasserbau an den entwerfenden Ingenieur stellt, mit den derzeitigen Mitteln der theoretischen Hydraulik sich nicht befriedigend lösen lassen, begann er 1905 mit der Errichtung des Darmstädter Wasserbaulaboratoriums, das drei Jahre später vollendet war und in Betrieb genommen wurde. Bei der Anlage dieser Versuchsanstalt ist Koch selbständig vorgegangen und hat sie mit Einrichtungen ausgestattet, die, seiner Arbeitsweise angepaßt, in vielen Teilen vorbildlich geworden sind. Namentlich die 1,80 m hohe Tiefenrinne mit Glaswand, die ein sicheres Verfolgen der Störungserscheinungen ermöglicht, ist das Mittel und Werkzeug für seine zahlreichen Arbeiten auf dem Gebiete der Hydrodynamik gewesen. Koch hat mit diesen Arbeiten eigene und neue Wege beschritten und in langjährigem ausdauernden Forschen eine Grundlage geschaffen, um das so überaus schwierige Problem zu lösen und dem Bauingenieur Verfahren zur Lösung der in der Praxis vorkommenden Aufgaben zu liefern. Seine durch Beobachtung und eingehende Versuche gewonnenen Ergebnisse sind grundlegend für die Anordnung der Walzen-, Sektor- und Schützenwehrverschlüsse der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg geworden, der Koch ständiger Berater in Wasserbau-Angelegenheiten gewesen ist.

Leider hat Koch selbst nicht mehr die Zeit gehabt, seinen Plan zu verwirklichen, eine umfassende Abhandlung über Hydraulik, insbesondere über die zeichnerische Behandlung der hydraulischen Probleme zu schreiben. Wohl aber hat er die Grundlagen dazu, seine vervielfältigte Vorlesung über „Grundzüge einer Hydrodynamik für Bauingenieure unter besonderer Berücksichtigung der Versuchsergebnisse aus dem Wasserbaulaboratorium", die Darstellung seiner Arbeiten und Forschungsergebnisse auf der Münchener Ausstellung für Wasserstraßen- und Energiewirtschaft und die Gutachten für die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg hinterlassen.

Außer in seiner Tätigkeit als Lehrer ist er in der weiteren Öffentlichkeit als beratender Ingenieur und Vertreter des Hessischen Staates und der Hochschule hervorgetreten. Schon 1898, drei Jahre nach Übernahme des Lehrstuhls, wurde er in das technische Komitee für den Bau des Panamakanals berufen und begab sich noch in demselben Jahre zur Teilnahme an den Arbeiten dieses Komitees nach der Landenge von Panama. Im Dezember 1911 wurde er als Mitglied in die 1. Kammer der Landstände Hessens berufen und verblieb darin bis zur Auflösung derselben durch den Umsturz 1918. Im Jahre 1916 wurde er zum Bevollmächtigten Hessens bei der Zentralkommission für die Rheinschiffahrt ernannt. In dieser Tätigkeit ist er bis zu seinem Tode für sein geliebtes deutsches Vaterland tätig gewesen und hat nicht davon gelassen, als sie nach dem Zusammenbruch von 1918 eine schier zu große Arbeitslast ihm auferlegte. Sein hohes Ansehen, das er bei der Rheinschiffahrtskommission genoß, erlitt auch dann keine Schmälerung, als durch den Vertrag von Versailles die Zusammensetzung der Kommission eine

andere geworden war und die Vertreter der Feindbundstaaten die Mehrheit der Stimmen auf sich vereinigten.

Seinem hochverdienten Wirken und hervorragenden Schaffen hat es nicht an Anerkennungen gefehlt. Zahlreiche Ordensauszeichnungen sind ihm zuteil geworden, und im April 1920 verlieh ihm die Technische Hochschule Berlin die Würde eines Dr.-Ing. e. h.

Mit Koch ist ein Mann von seltenem Wissen und Können und hohen Charaktereigenschaften von uns gegangen. Ausgezeichnet durch scharfen Verstand und raschen Blick für das Wesentliche hat er stets mitten im Leben gestanden, die Bedürfnisse der Zeit erkennend und ihnen gerecht werdend. Liebenswürdig, schlicht und einfach, immer hilfsbereit und von vornehmer Gesinnung, ist er seinen Kollegen ein lieber Gefährte, den jungen Studenten ein anregender und verehrter Lehrer, helfender Berater und leuchtendes Vorbild gewesen.

Als treuer Familienvater, väterlicher Freund und beliebter Lehrer mit jugendfrischem nimmermüden Geist steht er in der Erinnerung seinen zahlreichen Freunden und Hörern vor Augen. Sein Name wird für immer mit Hessens Hochschule verbunden bleiben. Thürnau.

---

# STAMPFBETON ODER GUSSBETON.

## Eine Studie über die Dichtigkeitsfrage.

*Von Robert Otzen, Geh. Reg.-Rat u. Professor, Technische Hochschule, Hannover.*

### I. Grundlagen.

Jedes massive Bauwerk, worunter alle Ausführungen in natürlichen oder künstlichen Steinen und Beton verstanden werden, besteht aus festen steinernen Bauelementen, die durch eine plastische, nachträglich versteinernde Masse, den Mörtel, miteinander verbunden werden. Die Bauelemente, z. B. Quader, Mauerziegel usw. haben meist eine normenmäßige, sich stets wiederholende Form. Bei ihrer Zusammenfügung können die verbindenden plastischen Massen genau bestimmte und auf ein Minimum zu beschränkende Abmessungen haben (Stoß- und Lagerfugen). Stehen regelmäßig geformte Bauelemente nicht zur Verfügung, so müssen, wie beim Bruchsteinmauerwerk, größere Mengen verbindender plastischer Masse aufgewendet werden. Die Entwicklung des Bauwesens hat nun einen natürlichen und logischen Schritt in dieser Richtung weiter getan, indem sie die ziemlich beschränkten Formgesetzen unterworfenen Bruchsteine noch regelloser und für die Verwendung bequemer gestaltete. Steinbrocken oder Kiesel werden die Bauelemente, die, durch ein Bindemittel verkittet, den Namen „Beton" erhalten. Dieser Entwicklungsreihe folgend, ist es folgerichtig, das Betongefüge in Zuschlagmaterialien und Mörtel zu zerlegen.

Das Problem, einen Beton mit einem Optimum an Festigkeit und Dichtigkeit synthetisch zusammenzusetzen, wird daher im Sinne der Forderung behandelt, daß die Hohlräume des Zuschlagmaterials mit dichtem Mörtel gefüllt sein müssen und außerdem ein Mehr an Mörtel zur Verkittung der Zuschlagteile an ihren Berührungsstellen vorhanden ist. Diese Auffassung hat sich in der Praxis eingebürgert; sie hat für die Ausführung auf dem Bauplatz viele Vorteile.

Wird das Problem wissenschaftlich von Grund aus verfolgt, so führen die Überlegungen zu einer Vorstellungsform, die ich kurz darzulegen versuchen will. Der vorstehend skizzierte Gedankengang war beim Mauerwerk aus natürlichen und künstlichen Steinen naheliegend, weil die Bauelemente, die Steine, in ihren Größenabmessungen die steinernen Bestandteile des Mörtels, nämlich die Körner des Sandes, weit überragen. Im Beton ist aber ein fast kontinuierlicher Übergang vom gröbsten bis zum feinsten Korn vorhanden. Der Begriff „Sand" ist nur durch eine willkürlich gewählte Korngröße festgelegt, die meist mit < 7 mm, häufig mit < 4 oder auch < 2 mm angegeben wird. Diese gewaltsame Grenzscheide hat zwar praktische Vorzüge, sie entbehrt aber der wissenschaftlichen Überzeugungskraft. Die Trennung kann an anderer Stelle vorgenommen werden. Das künstliche Gestein „Beton" besteht organisch aus zwei grundsätzlich verschiedenen Bestandteilen, a) dem „Steinkorngemenge" bis zur untersten Größengrenze, das weder chemisch noch physikalisch verändert wird und daher bildlich als „tot" bezeichnet werden kann; b) dem „Bindemittel" in erster Linie dem Zement, der nach Zutritt von Wasser chemisch und physikalisch verändert wird und einen „lebendigen" Bestandteil darstellt. Allmählich kehrt er in den toten Zustand, aus dem er durch den Brennprozeß bei der Fabrikation gewissermaßen geweckt worden ist, zurück.

Die Körnung des toten Materials könnte theoretisch nach Abb. 1 so gestaltet sein, daß die Zwischenräume verschwinden und daß zur Verkittung des Toten mittels des Lebendigen nur die Umhüllungsschicht von überall gleicher Stärke geringster Abmessung erforderlich ist. Damit wäre das Prinzip des Quadermauerwerks auf den Beton übertragen. Scharfkantiges Material wird sich dieser ideellen Lagerung eher anpassen als abgerundetes, da bei letzterem die convexe Oberfläche überwiegt. Die zur Anpassung erforderlichen konkaven Oberflächenteile fehlen im praktischen Sinne. So ergibt sich die Erfahrung, daß stets Hohlräume vorhanden sein müssen, möge das Korn auch noch so glücklich gemischt sein. Verdichtung durch Stampfen oder andere Mittel wird nur einen Teil der Hohlräume beseitigen können.

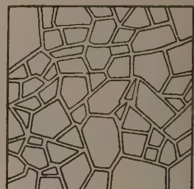


**Abb. 1.** Lagerung der Körner.

Der fein gemahlene Zement hat, absolut gemessen, eine sehr geringe Korngröße. Die größten Körner, die in nennenswerten Mengen vorkommen, gehen durch die Maschen des 4900. Siebes (d = 0,09 mm). Sie schließen sich etwa der unteren Korngrenze des Sandes an. Infolge ihrer leichteren Beweglichkeit werden sie willig die größeren Hohlräume aufsuchen. Aber auch sie erfüllen diese nicht restlos, trotzdem sie in sich wiederum sehr gemischtkörnig sind. Siebversuche von Dr. Kühl hatten folgendes Ergebnis:

Zahlentafel 1. Siebrückstände.

| Maschenweite in mm | 0,235 | 0,138 | 0,118 | 0,090 | 0,071 | 0,067 | 0,045 | 0,033 | 0,022 | 0,017 | 0,013 | 0,007 | 0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Maschenzahl pro cm² | 900 | 2000 | 4000 | 4900 | 7500 | 10000 | 22500 | 40000 | 90000 | 160000 | 250000 | 1000000 | ∞ |
| Portlandzement J | 1,9 | 9,0 | 14,6 | 24,3 | 30,4 | 37,2 | 49,2 | 60,8 | 72,0 | 77,2 | 81,6 | 90,0 | 100 |

Erst das zugeführte Wasser vermag die letzten Hohlräume anzufüllen, wenn es ihm physikalisch gelingt, die bis dahin vorhandene Luft zu verdrängen. Wird dies unter günstigen Verhältnissen angenommen, so kann ein dichter Stein nur entstehen:

1. wenn die lebendigen Zementkörner beim Aufnehmen des Wassers in ihrem Volumen in dem Maße anwachsen, daß die Volumenvermehrung den Raum des verbrauchten Wassers ausfüllt,

2. wenn kein Mehr an Wasser vorhanden ist, als die Volumenvermehrung der Zementkörner beträgt.

In welcher Weise Zement und Wasser sich in diesem Sinne verhalten, ist in Abschnitt II näher erläutert. Hier möge noch auf folgendes hingewiesen werden.

Der abgebundene Zement ohne Sandzusatz ist nach angemessener Erhärtungsdauer ein Gestein mit Festigkeiten, die etwa denen eines guten Kalksteines entsprechen. Die Bauelemente, die von dem Zementsteingerippe umklammert und eingeschlossen sind, müssen in ihren Festigkeitseigenschaften sich ihm **harmonisch** eingliedern, wobei Form und Abmessung der einzelnen Gefügeteile und auch die Zugfestigkeitswerte zu berücksichtigen sind. Ist dies der Fall, so wird der Höchstwert der Betonfestigkeit erreicht. Dichtigkeit wird im allgemeinen bei den einzelnen Körnern des toten Materials selbst vorhanden sein, sie ist also abhängig von der restlosen Hohlraumerfüllung durch das aus dem lebendigen Zement infolge Wasseraufnahme sich bildende Gestein und dessen eigenen Dichtigkeitseigenschaften.

## II. Zement und Wasser.

„Zementpulver" ist das übliche Handelsfabrikat. Zur Vereinfachung der Darlegungen werden folgende Durchschnittsannahmen gemacht.

Zahlentafel 2.

| Spez. Gewicht | Raumgewicht | | Hohlräume vH |
|---|---|---|---|
| s = 3,1 | eingelaufen | 1,1 | 63 Raum |
| | leicht eingerüttelt | 1,4 | 58 „ |
| | stark eingerüttelt | 1,8 | 42 „ |

„Zementstein" ist die abgebundene und allmählich erhärtende Masse Zement + Wasser. Dieses Gestein hat bezüglich der Dichtigkeit Eigenschaften, die mittleren Sand- und Kalksteinen ähneln. An 3 älteren Probekörpern (Normenkuchen) wurden folgende Dichtigkeitsgrade festgestellt:

Zahlentafel 3.

| Probe Nr. | Dichtigkeitsgrad | |
|---|---|---|
| 1 | 80,5 | rund 84 |
| 2 | 84,5 | |
| 3 | 86,6 | |

Der Begriff „Dichtigkeit" muß scharf bestimmt werden. Unter „Dichtigkeitsgrad" wird wissenschaftlich der Quotient $d = \frac{\text{Raumgewicht}}{\text{spez. Gewicht}} = \frac{r}{s}$ verstanden. Das spezifische Gewicht wird am Gesteinspulver in der Mahlfeinheit zwischen dem 900- und 4900- Maschensieb bestimmt. Werte $d > 1$ sind nicht denkbar. $d = 1$ ist das theoretisch erreichbare Optimum. „Wasserdichtigkeit" (Undurchlässigkeit) hat das gleiche Optimum, sie ist aber auch noch bei Werten $d < 1$ vorhanden. Sie geht erst verloren, wenn die bei $d < 1$ vorhandenen Poren den Charakter der kommunizierenden Röhren annehmen, deren Länge etwa gleich der Dicke des Probekörpers ist. Vieles spricht dafür, daß mit Wasser gefüllte Porenkanäle dem Durchströmen größeren Widerstand entgegensetzen als mit Luft gefüllte (Halten von Wasserdruck nach dem Vollsaugen, Probst, „Der Bauingenieur" 1921, Heft 22).

Wird die praktische Annahme der Wasserdichtigkeit zunächst als die hier maßgebende betrachtet, so ergibt sich die Vorstellung, daß die Hohlräume des Zementpulvers durch den Vorgang des Abbindens und Versteinerns geschlossen wurden. Der Nachweis, daß beim Abbinden Wasser vom Zement chemisch gebunden oder der Zement hydratisiert wird, ist erbracht. Die Menge des gebundenen Wassers ist für jede Zementsorte verschieden, sie kann leicht von Fall zu Fall festgestellt werden. Folgende Versuchsergebnisse der letzten Zeit sind anzuführen:

a) Dr. Goslich: „Wieviel Wasser ist im erhärteten Portlandzement chemisch gebunden?" Zeitschrift „Zement" 1923, Seite 163. Danach nahmen 2 Zementmarken A und O auf:

| | | |
|---|---|---|
| nach 2 Tagen | Wasserlagerung | 5—6 vH Hydratwasser |
| „ 7 „ | „ | 8—9 „ „ |
| „ 28 „ | „ | 11—13 „ „ |

Nach Ablauf dieser Frist wird zwar eine weitere Wasseraufnahme angenommen, aber nur in geringerem Maße in Anlehnung an die Kenntnis wachsender Festigkeit.

Bei diesen Versuchen wurde das Hydratwasser durch Ausglühen unter den erforderlichen Vorsichtsmaßregeln festgestellt.

b) Ich habe unabhängig von den Goslichschen Versuchen die Menge des chemisch gebundenen Wassers dadurch festzustellen versucht, daß Zementsteine mit verschiedenen Wasserzusätzen (s. Zahlentafel 4) bis zur Gewichtskonstanz

Zahlentafel 4.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Versuch Nr. | Wassergehalt in Gewichts-Prozenten | | | | | in Raum-Proz. | |
| | Anmachewasser | nach 28 Tagen[2] | bei 55° C getrocknet nach 7 Tagen | nach 14 Tagen | nach 18 Tagen | Anmachewasser | 18 Tage getrocknet |
| I | 35 | 35 | 31,1 | 16,9 | 11,8 | 109 | 36,5 |
| II | 40 | 40 | 30,5 | 15,3 | 11,5 | 124 | 35,6 |
| III | 45 | 45 | 32,6 | 12,7 | 11,0 | 140 | 34,1 |
| IV | 50 | 50 | 28,9 | 15,2 | 11,1 | 155 | 34,4 |
| V | 55 | 55 | 30,0 | 13,6 | 13,0 | 171 | 37,2 |
| VI | 95[1] | 95 | 31,0 | 10,0 | 10,0 | 295 | 31,0 |

[1] Maximum der Aufnahmefähigkeit.
[2] Lagerung im feuchten Kasten.

getrocknet wurden. Die Temperatur betrug 55° C. Der Gewichtsverlust hörte im wesentlichen schon nach dem 18. Tage auf. Das Ergebnis war die Tatsache, daß unabhängig von der Menge des Anmachewassers nach 18 Tagen bei allen Proben durchschnittlich die gleiche Menge Wasser als chemisch gebunden nachgewiesen wurde. Das Endergebnis liegt genau wie bei den Goslichschen Versuchen zwischen 11 und 13 vH in Gewichtsteilen, nur die übermäßig mit Wasser versetzte Probe 6 zeigt den geringeren Betrag an Hydratwasser von 10 vH, was durch die ungünstigen Abbindeverhältnisse sich erklärt. Der Versuch wurde in der Weise durchgeführt, daß in 6 gleichen Gefäßen die in Spalte 2 angegebenen Wassermengen einer konstanten Zementmenge zugesetzt wurden. Die Ge-

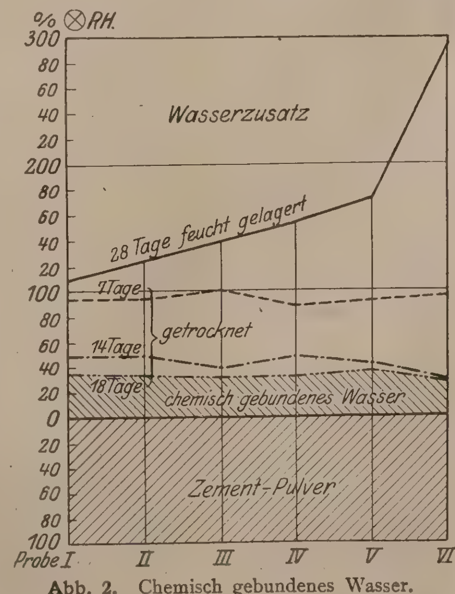


Abb. 2. Chemisch gebundenes Wasser.

fäße blieben dann 28 Tage in einem feuchten Kasten. Die Gewichtsverluste wurden im Trockenschrank täglich festgestellt, die Tabelle enthält die Werte, die nach 7, 14 und 18 Tagen gemessen wurden.

In Abb. 2 sind die Werte zeichnerisch veranschaulicht.

c) Um diese Ergebnisse nachzuprüfen, hat Herr Dr. Kalk in der chemischen Abteilung meines Instituts bei Zementsteinen mit 30 vH Gewichtsteilen Wasserzusatz im Alter von 7 Tagen eine Hydratwasserbestimmung unter Auffangen des durch Glühen ausgetriebenen Wassers im Chlorkalziumrohr in mehreren Parallelversuchen ausgeführt. Das Ergebnis ist im Durchschnitt 9,86, rd 10 vH.

Auf Grund dieser unabhängig voneinander vorgenommenen Versuche kann mit Sicherheit die Aufnahme von Hydratwasser nach 28 Tagen bei einem Durchschnittszement etwa zu 11 vH (Gewichtsteilen) angenommen werden. Diese Annahme, die bei einzelnen Zementen anders ausfallen, aber jederzeit durch eine besondere Bestimmung verbessert werden kann, wird den folgenden Ausführungen zu Grunde gelegt.

Das spezifische Gewicht des Zements sei $s = 3{,}1$, d. h. 100 g Zementpulver nehmen $100 : 3{,}1 =$ rd 32 $cm^2$ Raum ein (spezifisches Volumen $v = 0{,}32$).

Der Zementstein hat 11 vH Gewichtsteile Wasser aufgenommen.

Herr Dr. Goslich hat in der Zeitschrift „Zement" 1923, S. 150, folgendes festgestellt. In einer Probe erstklassigen, abgebundenen Portlandzementes, der bei 90° C getrocknet, fein gepulvert und restlos durch das 10 000 - Maschensieb getrieben war, fanden sich nach 7tägiger Erhärtung:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Anteile schwerer als | 2,84 — 1,78 | vH | Fraktion | I, |
| „ zwischen | 2,84 — 2,70 — 40,72 | „ | „ | II, |
| „ „ | 2,70 — 2,60 — 25,25 | „ | „ | III, |
| „ „ | 2,60 — 2,44 — 16,53 | „ | „ | IV, |
| „ „ | 2,44 — 2,23 — 7,81 | „ | „ | V, |
| „ leichter als | 2,23 — 7,91 | „ | „ | VI |
| | 100,00 | vH. | | |

„Aus dieser Tafel geht hervor, daß nur minimale Mengen schwerer sind als 2,84, daß also fast die ganze Menge durch Aufnahme von Wasser leichter geworden ist als der normale Portlandzement von 3,16."

Durchschnittlich ergibt sich aus den obenstehenden Zahlen ein spezifisches Gewicht des Zementsteins von $s' = 2{,}6$. Unmittelbare Bestimmungen an den oben erwähnten Proben Nr. 1—3 hatten folgendes Ergebnis:

Zahlentafel 5.

| Probe Nr. | Spezifisches Gewicht S' | |
|---|---|---|
| 1 | 2,41 | |
| 2 | 2,31 | 2,34 |
| 3 | 2,31 | |

Als Beispiel wird das Entstehen des Normenkuchens Probe 1 gewählt. Das spezifische Gewicht dieses Zementsteins beträgt $s = 2{,}41$, also nehmen 100 g Zementstein ein Volumen von $100 : 2{,}41 = 42$ $cm^2$ ein (spez. Volumen $v = 0{,}42$).

Hieraus ergeben sich nun folgende Schlüsse:

100 g Zementpulver + 11 g Wasser = 111 g Zementstein nehmen ein Volumen ein von $111 : 2{,}41 = 47$ $cm^2$ gegenüber dem ursprünglichen Volumen des Zementpulvers von $100 : 3{,}1 = 32$ $cm^2$.

Durch Hydratisierung von 11 vH Gewichtsteilen Wasser ist das Volumen von 32 $cm^2$ Zementpulver auf 47 $cm^2$ Zementstein angewachsen. Dies bedeutet eine Volumenvermehrung von $47 - 32 = 15\,cm^3$ oder in vH $= \frac{15 \cdot 100}{32} = 47$ Raumprozent. Mit einfachen Worten: der oben als das „Lebendige" im Mörtel und Beton bezeichnete Zement der Probe 1 ist bei der Gesteinsbildung gequollen, und zwar erheblich, nämlich um 47 vH seines Volumens. Als natürliche Folge ist das spezifische Gewicht des „Zementsteins" auf 2,41 gegenüber dem des „Zementpulvers" von 3,1 herabgesunken[3]).

Nun entsteht die Frage: Wo geht diese Volumenvermehrung hin. Wird der Raum des chemisch gebundenen Wassers durch sie erfüllt?

Bei der oben gemachten durchschnittlichen Annahme stellen 11 vH Gewichtsteile Wasser $\frac{11 \cdot 3{,}1}{1{,}0} \approx 34$ Raumprozent Wasser dar, d. h.: 100 l Zementpulver (spez. Gewicht 3,1) hydratisieren 34 l Wasser und werden zu $100 + 47 = 147$ l Zementstein mit dem spezifischen Gewicht 2,41.

Bei den angenommenen Zahlenwerten wird der Raum des hydratisierten Wassers voll erfüllt.

Bei der Herstellung des Normenkuchens wurden 100 g Zementpulver mit 30 g Wasser zu einem Brei angemacht.

Auf 100 $cm^3$ Zementpulver kommen also $\frac{100 \cdot 30}{32} = 94\,cm^3 = 94$ Raumprozent Wasser.

Wo bleibt diese Wassermenge? Sie zerfällt in 3 Teile.

a) Hydratisiertes Wasser = rd 34 Raumproz.

b) Porenwasser.

Der Zementstein ist nicht absolut dicht. Der Dichtigkeitsgrad (Probe 1) beträgt $0{,}805 = 0{,}80$. Also stehen 80 $cm^3$ porenlosem Zementstein 20 $cm^3$ Hohlräume gegenüber. Bei der physikalischen Beschaffenheit des Breies sind diese 20 $cm^3$ mit Wasser gefüllt.

Dies sind $\frac{20 \cdot 100}{80} = 25$ Raumprozent des Zementsteins. Auf Zementpulver bezogen (100 l Zementpulver = 147 l Zementstein) stellen diese Hohlräume also dar $\frac{25 \cdot 147}{100} = 39$ Raumprozent.

Bei Trockenlagerung wird dies Wasser allmählich entweichen, bei Wasserlagerung in den Poren bleiben (siehe Zahlentafel 4).

c) Verdrängtes Wasser. Der quellende Zement erfüllt $47 - 34 = 13$ vH mehr Raum, als Wasser chemisch gebunden wird. Infolge der Ausdehnung werden also verdrängt 13 Raumprozent.

Bei Trockenlagerung wird dies Wasser verdunsten, bei Wasserlagerung in das Behälterwasser übergehen.

Summe 86 Raumprozent

Der Rest von $94 - 86 = 8$ vH ist teils als Verlust anzusehen (Graf, „Der Aufbau des Mörtels im Beton" S. 43. Verdunstungsverlust 5vH), teils erklärt er sich aus der Art der Annahmen.

Die Einheit Zementpulver (Z. P.) verschluckt 0,34 Wasser (W) und quillt auf zu 1,47 Zementstein (Z. St. Abb. 3). Die 0,34 Wasser reichen aber nicht aus. Die stoffliche Umsetzung ist ein Lösungs- und Kristallisierungsvorgang. Nach Dr. Kühl „Die hydraulische Erhärtung als kolloidchemisches Problem", Zement 1922, S. 342: „ist das Abbinden und Erhärten eine Reihe von Füllungsreaktionen aus übersättigter Lösung, eine stufenweise Ausscheidung einer Reihe mehr oder minder schwer löslicher Umsetzungsprodukte".

---

[3]) In der Zeitschrift „Zement" 1922, S. 112/122 veröffentlicht Herr Dr.-Ing. Schmidt, München, Versuche, in denen mit Hilfe einer komplizierten Apparatur Wasseraufnahme und Volumenvermehrung von Zementen bestimmt wurden. Das Ergebnis ist unvereinbar mit den obigen Darlegungen. Wasseraufnahme und Volumenvermehrung sind als absolute Werte viel niedriger gefunden. Die gemessene Volumenvermehrung ist gegenüber der festgestellten Wasseraufnahme so gering, daß der „Zementstein" ein höheres spezifisches Gewicht haben müßte als das „Zementpulver". Über die Ursachen dieser Unstimmigkeiten wird Herr Dr. Kalk besonders im „Zement" berichten. Gegen den Vorschlag, diese Versuchsmethode zur „objektiven, quantitativen Untersuchung der Treiberscheinungen" zu benutzen, müssen große Bedenken geäußert werden.

Danach muß bis zur letzten Stufe stets noch ein Lösungsmittel, d. h. Wasser vorhanden sein.

Schematisch läßt sich der Vorgang etwa nach Abb. 4 erläutern.

Abb. 3. Bildung des Zementsteins.

Abb. 4. Hohlraumfüllung.

Um einen Hohlraum seien 5 Z. P. Einheiten gruppiert.

a) Hohlräume voll Wasser. Die Z. P. Einheiten verschlucken 0,34 Wasser und wachsen als Z. St. unter Verdrängung des Lösungswassers zusammen.

b) Hohlraum mit Wasser und wenig Luft. Das Wasser reicht u. U. gerade hin, um das Zusammenwachsen noch zu ermöglichen.

c) Hohlraum mit Wasser und viel Luft. Die Z. P. Einheiten bleiben im Wachstum stecken und der Hohlraum wird nicht geschlossen.

## III. Die Wasserundurchlässigkeit von Mörtel und Beton.

Das Problem, ein Optimum der beiden Eigenschaften Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit zu erreichen, ist nie allgemein, sondern nur für ganz bestimmt gegebene Materialien zu lösen. Hierbei spielt der Wasserzusatz eine viel entscheidendere Rolle, als ihm bisher zugebilligt ist. Die Prägung des Begriffes ,,Wasserzementfaktor" in den neueren Forschungsarbeiten, der auf Grund der Abrams'schen Versuche von Kortlang und Maier in ihren aus dem Probstschen Institute in Karlsruhe stammenden Arbeiten[4]) in die deutsche Fachliteratur eingeführt ist, weist eindringlich auf diesen Gedanken hin. Die Einführung in die Praxis wird nicht leicht sein, ebenso wie die übertriebene Bewertung des Mischungsverhältnisses noch in weiten Kreisen besteht, während doch so viele andere Einflüsse eine mindestens ebenso große Einwirkung auf die Güte des Betons haben.

Zunächst sei nochmals darauf hingewiesen, daß scharf unterschieden werden muß zwischen dem theoretisch-physikalischen Begriff ,,Dichtigkeit", der vollkommen erreicht ist, wenn der Dichtigkeitsgrad $d = \frac{r}{s} = 1$ ist; und dem praktisch-technischen Begriff ,,Wasserdichtigkeit", der besser durch die zwar unbequeme Benennung ,,Wasserundurchlässigkeit" zu kennzeichnen ist.

Ein im physikalischen Sinne dichter Körper ist natürlich auch wasserundurchlässig" aber ein im technischen Sinne wasserundurchlässiger Körper braucht noch lange nicht dicht zu sein. Die mangelnde Schärfe der Bezeichnungen führt leicht zu Unklarheiten und Verwechslungen.

[4]) Kortlang, Der Einfluß der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe ... Der Bauingenieur 1921, Seite 239 — Maier, Die Entstehung des Porenvolumens im Beton ... Der Bauingenieur 1922, Seite 558.

Nach den Ausführungen unter I kann ein Beton nur dann dicht sein, wenn alle Hohlräume, also die des Bindemittels, des Sandes und Steinschlages, unter Berücksichtigung aller, auch der kleinsten Körner, ganz gleichgültig, ob der Beton durch Stampfen, durch Stochern oder Rütteln verdichtet oder beim Gießen natürlich gelagert ist, gleichgültig auch ob die Verhältnisse der Korngrößen zu einander günstig oder ungünstig sind — durch das Quellen des ,,Lebendigen" und Versteinern des ,,Gequollenen" geschlossen werden.[5])

Hierzu ist zunächst eine ausreichende Menge Zementpulver erforderlich. Der Zementstein muß natürlich nicht nur gerade die Hohlräume füllen, sondern auch das Verkittungsgerippe bilden.

Der Einfluß der Volumenvermehrung des Zementpulvers macht sich im Mörtel und Beton in der in Zahlentafel 6 dargestellten Weise bemerkbar. 100 l Zement + 34 l Wasser ergaben 147 l Zementstein. Wird angenommen, daß hiervon 120 l hohlraumfüllend und 27 l gerippebildend wirken, so ergibt sich die Trennungslinie in den Spalten 4—6. Bei sachgemäßem Wasserzusatz können also Mörtel und Beton dicht sein bei

20 vH Hohlraum im Zuschlag bis Mischung 1:6
30 ,, ,, ,, ,, ,, ,, 1:4
40 ,, ,, ,, ,, ,, ,, 1:3

Die Grenze der Dichtigkeit ist die Dichtigkeit des Zementsteins selbst, der im praktischen Sinne als ,,wasserundurchlässig" anzusprechen ist.

Zahlentafel 6.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|
| Mischung Rtl. | Zementpulver l | Sand oder Kies | | | |
| | | Menge l | Hohlräume | | |
| | | | 20 vH | 30 vH | 40 vH |
| 1:0 | 100 | — | — | — | — |
| 1:1 | 100 | 100 | 20 | 30 | 40 |
| 1:2 | 100 | 200 | 40 | 60 | 80 |
| 1:3 | 100 | 300 | 60 | 90 | 120 |
| 1:4 | 100 | 400 | 80 | 120 | 160 |
| 1:5 | 100 | 500 | 100 | 150 | 200 |
| 1:6 | 100 | 600 | 120 | 180 | 240 |
| 1:7 | 100 | 700 | 140 | 210 | 280 |
| 1:8 | 100 | 800 | 160 | 240 | 320 |

[5]) Der von mir öfter gebrauchte Ausdruck ,,Quellen" ist nicht identisch mit der bekannten Quellungstheorie von Michaelis.

Diese Forderung ausreichender Zementmenge ist aber nur eine einseitige. Das lebendige, quellende Zementpulver kann seine Aufgabe nur dann erfüllen, wenn ihm weder zu wenig noch zuviel Wasser zur Gesteinsbildung zur Verfügung steht.

Der Verbrauch an Wasser setzt sich wie folgt zusammen:

1. chemisch zu bindendes Wasser,
2. Porenwasser im Zementstein, das als Lösungswasser dient,
3. vom Zuschlagmaterial aufgesaugtes Wasser,
4. Wasserverlust.

Diese Wassermengen sind nützlich; alles Mehr, was nicht vor dem Versteinerungsvorgang verschwinden kann, ist „schädlich" für die Dichtigkeit (wahrscheinlich auch für die Festigkeit), weil es Poren bildet. Zahlenmäßig ergibt sich etwa folgendes Bild.

Zahlentafel 7.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mischung | | | | Erforderlich zur chem. Bindung | Wasserzusatz | | | | Angaben über Ausbeute | Wasser-Zement-faktor |
| $r_z = 1,4$; $r_k = 1,6$ | | Zur Herstellung erforderlich an Zement | | | Stampfbeton Praktische Angaben | | Wasser nicht chemisch benötigt | | | |
| Rtl. | Gwtl. | Raum-Proz. | Gew.-Proz. | Gew.-Proz. | Gew.-Proz. 6) | Gew.-Proz. 7) | Gew.-Proz. | | | |
| 1:0 | 1:0 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 1:1 | 1:1,14 | 50 | 46,8 | 7,7 | — | — | — | — | — | — |
| 1:2 | 1:2,28 | 33,3 | 30,5 | 5,7 | — | 9 | — | 3,3 | 0,71 | — |
| 1:3 | 1:3,43 | 25 | 22,6 | 3,9 | 7,0 | 8,5 | 3,1 | 4,6 | 0,79 | 0,38 |
| 1:4 | 1:4,57 | 20 | 18 | 3,1 | 6,5 | 8 | 3,4 | 4,9 | 0,84 | 0,45 |
| 1:5 | 1:5,72 | 16,7 | 14,9 | 2,6 | 6 | 7,5 | 3,4 | 4,9 | 0,87 | 0,50 |
| 1:6 | 1:6,85 | 14,3 | 12,6 | 2,2 | 5,5 | 7,1 | 3,3 | 4,9 | 0,88 | 0,56 |
| 1:7 | 1:8 | 12,5 | 11,1 | 1,9 | 5,1 | 6,7 | 3,2 | 4,8 | 0,89 | 0,60 |
| 1:8 | 1:9,14 | 11,1 | 9,9 | 1,7 | 4,8 | — | 3,1 | — | — | — |

Bei einer Mischung von 1:5 werden also beispielsweise von den 6 bzw. 7,5 vH Gewichtsteilen für nötig erachteten Wassers 2,6 vH hydratisiert. Die Praxis hat gezeigt, daß außer dem 3,4—4,9 vH Wasser oder ein Wasser-Zement-faktor $\omega \simeq 0,5$ zur Erzielung eines guten Ergebnisses erforderlich sind.

In der Abhandlung „Über den Wert von Traßzuschlägen zum Zement und Kalkmörtel" von Martin (Beton und Eisen 1914, S. 286/298) wird als Kittmasse Zement + Wasser zur Ermittlung der Dichtigkeit rechnerisch benutzt. Die dort vertretene Ansicht, daß das zugesetzte Wasser in vollem Umfange zur Verkittung herangezogen werden darf, ist nach den obigen Ausführungen nicht zutreffend. Das Wasser ist nur bis zu einer bestimmten Grenze der Dichtigkeit „nützlich". Wird sie überschritten, dann geht das Wasser nicht mehr in die Kittmasse chemisch über — d. h. bildet nicht mehr Zementstein, sondern bleibt als Wasser im Mörtel und gibt Anlaß zur „schädlichen" Porenbildung. (NB. Die Dichtigkeitswerte $< 1$ bis $d = 1,92$.)

Dr. Kunze will in seiner Arbeit „Das rechnerische Dichtekennzeichen bei Mörtel und Beton" (Zentralbl. 1918 S. 166) nur das chemisch gebundene Wasser als Faktor einsetzen. Die erste Auffassung geht zu weit, die zweite bleibt hinter den wahrscheinlich zutreffenden Werten zurück.

6) Handbuch für Eisenbetonbau, III. Aufl., II. Band, S. 69.
7) Saliger „Eisenbeton" 1920, S. 20.

## IV. Praktische Folgerungen.

Das Gestein „Beton" ist infolge seiner künstlichen Zusammensetzung und der unzähligen Fehlerquellen aus Eigenschaften der Rohstoffe, Wahl von Körnung und Mischung, Wasserzusatz und Güte der Fertigungsarbeit wenig geeignet, in streng umrissene mathematische Formelwerte hineingezwängt zu werden. Nur demjenigen, der alle Einflüsse gleichzeitig zu übersehen in der Lage und ebenso frei von praktischen wie wissenschaftlichen Scheuklappen ist, erschließt sich sein Charakter. Die vorstehenden Darlegungen mußten zunächst von theoretischen Grundlagen ausgehen. Ihre Anpassung an die Praxis führt etwa zu folgenden Überlegungen.

Graf hat („Der Aufbau usw.", S. 42) den Einfluß des Wasserzusatzes auf die Hohlräume im Zementmörtel genau bestimmt und für den Normenmörtel 1:3 gefunden:

Zahlentafel 8.

| | Gewichts-Prozente | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Wasserzusatz | 7,5 | | 8,3 | | 10,4 | |
| | I | | II | | III | |
| Probe-Nr. | a | b | c | d | e | f |
| Hohlräume | 20,9 | 20,9 | 21,4 | 21,5 | 26,3 | 25,5 |

Ferner hat er den Einfluß des Wasserzusatzes auf das Raumgewicht des Betons festgestellt und für Mischung 1:5 ermittelt.

Zahlentafel 9.

| | | |
|---|---|---|
| mit 5 vH Wasserzusatz | (zu wenig Wasser) | $r = 2,31$ |
| „ 6 „ „ | (erdfeuchter Beton) | $r = 2,37$ |
| „ 7 „ „ | (etwas mehr als erdfeuchter Stampfbeton) | $r = 2,38$ |
| „ 9 „ „ | | $r = 2,36$ |
| „ 11 „ „ | | $r = 2,33$ |
| „ 12 „ „ | (flüssiger Beton) | $r = 2,31$ |

In Abb. 6 sind die Werte oben dargestellt. Das Maximum an Hohlraum, also das Maximum der Dichtigkeit, liegt bei beiden Untersuchungen auf der Seite des geringen Wasserzusatzes.

Hier handelt es sich um physikalische Dichtigkeit.

Die Untersuchungen von Maier „Die Entstehung des Porenvolumens im Beton" (Bauingenieur 1922, S. 558) zeigen nun aber, daß bei Prüfung der praktischen Wasserundurchlässigkeit die Lage des Optimums sich in das Gebiet des wasserreicheren Betons verschiebt. Er unterscheidet Großporen und Feinporen, von denen die ersteren in Konzentrations-Struktur- und Randporen gegliedert werden und sagt:

„Die bei geringem Wasserzusatz auftretenden Großporen sind für die Wasserführung günstig. Mischungen mit relativ geringen Wasserzusätzen, die gerade noch beim Stampfen plastisch werden, zeigen eine ziemlich hohe Wasserdurchlässigkeit, die hauptsächlich auf Strukturporen, die in der mangelnden Plastizität begründet sind, zurückzuführen sind. Mit zunehmendem Wassergehalt nimmt die Wasserleitfähigkeit infolge Erhöhung der Plastizität und besseren Anschlusses der Betonkomponenten an einander bis zu einem Wasserzementfaktor von 0,65 ab, um von da an infolge der Lockerung des Zementgefüges und bei noch höheren Wasserzusätzen infolge beginnender Entmischung wieder zuzunehmen."

Diese Feststellungen decken sich mit den Erfahrungen der Praxis, daß der plastische Beton leichter wasserundurchlässig ausfällt als der Stampfbeton. Sie finden ihre Parallele auch in den Überlegungen, die in der in dieser Studie vertretenen Vorstellung von dem Hineinwachsen des Zementsteins in die Hohlräume infolge Volumenvermehrung wurzeln.

Die unvermeidlichen Mängel der Betonbereitung auf der Baustelle gegenüber den technisch-physikalischen Untersuchungsmethoden der Laboratorien verschieben die Lage

Übersicht.

| Wasser-Zement-faktor | Ungefähre Konsistenz | Porenart | Abb. 5 |
|---|---|---|---|
| bis 0,48 | erdfeucht | Strukturporen, Konzentrationsporen | a |
| 0,48–0,65 | plastisch | Zunahme der Feinporen, rasche Abnahme der Konzentrationsporen | b |
| über 0,65 | flüssig | Rasche Zunahme des Volumens der Feinporen; Verschwinden der Konzentrationsporen | c |

des Optimums noch weiter nach dem Gebiet der wasserreichen Betonarten, was wie folgt erläutert werden möge.

Der Begriff der Konsistenz sei der rohe Maßstab für den Wasserzusatz.

a) Stampfbeton — erdfeucht (wenig Wasser). Beim Anmachen wird die Luft nicht restlos verdrängt, weil

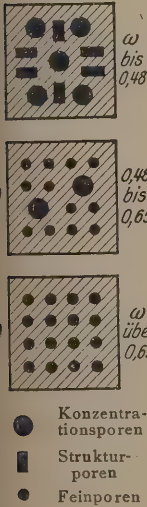



Abb. 5. Schema der Porenbildung.

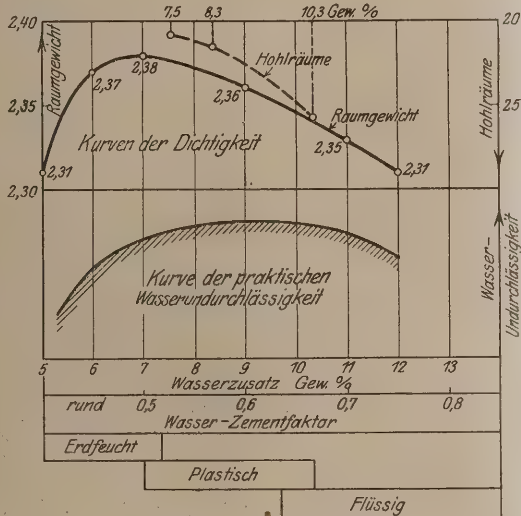



Abb. 6. Dichtigkeitskurven.

das Gemenge nicht plastisch, das Wasser also nicht beweglich genug ist. Die Hohlräume enthalten Wasser und Luft, „das Stampfen bis zum Schwitzen" soll die Luftblasen vertreiben. Die Wahrscheinlichkeit, daß dies gelingt, ist nicht sehr groß. Die Verlagerung der Körner und die beträchtliche Reibung zwischen ihnen lassen das Zurückbleiben von luftgefüllten Hohlräumen durchaus erklärbar erscheinen, auch wenn sich an der Oberfläche Wasser zeigt. Das zur Zementsteinbildung erforderliche Wasser kann leicht an einzelnen Stellen im Innern fehlen, so daß die dichtende Volumenvermehrung nicht voll zur Auswirkung kommt (Abb. 4). Hierfür spricht auch die Maiersche Feststellung der Großporen. („Bei relativ geringem Wasserzusatz zeigt das Wasser im Beton überall die Tendenz zum Zusammenziehen"; d. h. Tropfenbildung bei dünn verteiltem Wasser.) Die Zementkörner, die nicht an diese Sammelbehälter herankommen, verdursten und stocken in ihrem Wachstum (Abb. 6a).

b) Weicher Beton — plastisch (mittlerer Wasserzusatz). Durch Stochern oder Rütteln und die größere Beweglichkeit des Wassers ist die Wahrscheinlichkeit, daß alle Hohlräume nur Wasser enthalten, groß. Die Verlagerung der Körner kann auch ohne Stampfen günstig werden, da der plastische Zementbrei etwa im Sinne einer Schmierung das Gleiten der Körner an einander erleichtert (NB. hohe Festigkeit des Rüttelbetons). Für die Zementsteinbildung findet sich überall das chemisch und als Lösungsmittel erforderliche Wasser, so daß die Volumenvermehrung der Zementkörner nicht gefährdet ist. (Maier, a. a. O. „besserer Anschluß der Betonkomponenten".)

Beim Ansteigen des Wasserzusatzes von a) nach b) muß also ein Anwachsen der Wasserundurchlässigkeit angenommen werden, bis ein Optimum erreicht ist. Werden die Zahlen der obigen Probe-Nr. 1 als Beispiel angenommen, so müßte neben den durch Aufsaugen, Verdunsten, Abfließen usw. verschwindenden Wassermengen 34 Raumproz. der Zementpulvermenge zur Bildung von 47 Raumprozenten Volumenvermehrung vorhanden sein und die Hohlräume des trockenen Gemisches von Zementpulver und Zuschlagmaterial + Raum für die Gerippebildung ebenfalls 47 vH betragen. Diese Raum- und Mengenverhältnisse werden bei plastischem Beton leicht vorhanden sein bzw. erzielt werden können.

Wird unter gleichen Körnungs- und Lagerungsverhältnissen noch mehr Wasser zugesetzt, dann entsteht

c) Gußbeton — flüssig — zuviel Wasser. Nachdem das zur Bildung des Zementsteins erforderliche Hydratwasser verbraucht ist, muß das überschüssige Wasser entweder aus dem Innern wieder verschwinden oder an seinem Ort verbleiben, also in jedem Falle porenbildend wirken. Bei Luftlagerung geschieht das Entweichen sehr leicht, wie aus den Versuchen (siehe unter II, Abb. 2) festgestellt ist. Bei Wasserlagerung werden die überschüssigen Wasserteilchen eingeschlossen. In beiden Fällen können zwischen den Luftporen oder den mit Wasser gefüllten Poren Kanäle bestehen bleiben, die bei einseitigem Wasserdruck ein Nachdrängen des Druckwassers gestatten, um so mehr als der Wasserüberschuß zwischen dem Gemenge die natürlichen Lagerungshohlräume erweitert haben kann und dadurch eine neue Quelle der Durchlässigkeit geschaffen hat. Mit steigendem Wasserzusatz nach dem Gebiet des Gußbetons hin muß die Undurchlässigkeit also wieder abnehmen.

Abb. 6 zeigt den wahrscheinlichen Verlauf der Kurve der praktischen Wasserundurchlässigkeit.

Der Wasserzusatz ist in Prozentgewichtsteilen der Trockenmischung (Bindemittel + Zuschlagstoff) und gleichzeitig als Wasserzementfaktor angegeben. Die bisher üblichen Prozentwerte weichen stark von der neueren Methode der Bezeichnung des Wassergehaltes ab (s. Zahlentafel 7, Spalte 6, 7 und 11).

## V. Zusammenfassung.

1. Die Streitfrage, ob Stampfbeton, weicher Beton oder Gußbeton zur Erzielung hoher Dichtigkeit gewählt werden solle, wird meines Erachtens zu dem Ergebnis führen, daß der weiche Beton die größte Aussicht hat, wasserundurchlässig zu sein. Stampf- und Gußbeton, die sich der Grenze des Mittelwertes nähern, können bei besonders guter Fertigung auch noch praktische Wasserundurchlässigkeit erreichen.

2. Für die Wahl der Konsistenz kommen meist wirtschaftliche Momente in Frage. Der plastische Charakter des Betons und die Vorzüge der völlig monolithischen Bauweise werden die Verwendung der wasserreicheren Betonsorten immer mehr in den Vordergrund drängen, selbst wenn gewisse Nachteile, z. B. geringere Festigkeit in den Kauf genommen werden muß. Soll aber neben diesen wirtschaftlichen Erfordernissen auch noch die Aufgabe der Wasserundurchlässigkeit erfüllt werden, so muß der Wasserzusatz in kontrollierten Grenzen gehalten werden, sonst wird bei großen Abmessungen vielleicht eine mehr zufällige Undurchlässigkeit, nicht aber eine auch bei kleineren Abmessungen gewährleistete Undurchlässigkeit erwartet werden können.

3. Eine Lösung dieser Fragen, die sowohl die zweifellos voranzustellenden Bedürfnisse und Möglichkeiten der Praxis befriedigt als auch den verwickelten Gesetzen der Gesteinsbildung im Beton wissenschaftlich standhält, kann nur durch ein großzügiges einheitliches Versuchsprogramm gefunden werden. Die Arbeiten müßten von zentraler Stelle, etwa vom Deutschen Betonverein aus, zielbewußt an geeignete Bau-

stellen und Institute verteilt werden. Die Unterordnung unter das große Ziel muß dem Wunsch nach Durchführung eigener Ideen vorangehen. Besonders erfreulich wäre es, wenn die Staatsbehörden sich in diese Gemeinschaftsarbeit eingliedern würden. Kirchturmpolitik ist hier wie überall ein starker Hemmschuh für die Lösung schwieriger Probleme.

Für die Untersuchung der Dichtigkeitsfrage möchte ich folgende Richtlinien für ein Programm aufstellen:

a) Grundlagen. Feststellung einer Norm für die Wasserundurchlässigkeit von

1. großen Versuchskörpern (Baustellenversuche),
2. kleineren Probekörpern (Laboratoriumsversuche),

Zu trennen ist nach absoluten und relativen Werten. Auftragung von Druckabfallkurven erscheint zuverlässiger als Feststellung von Wasserflecken oder Wassertropfen oder Messung durchgegangener Wassermengen.

Form und Abmessung der Probekörper, Art der Dichtung: einheitlich wählen!

b) Laboratoriumsversuche. Hydratisierung der einzelnen Zementsorten. Dichtigkeit des Zementsteins aus verschiedenen Zementsorten, gegliedert nach dem Wasserzusatz beim Anmachen. Volumenvermehrung des Breies aus Zement + Wasser. Wasserdichtigkeitsprüfungen an kleinen Probekörpern nach einheitlicher Methode, verbunden mit Verfolgung des von Abrams angegebenen Gesetzes

$$K = \frac{A}{B^{2w}} + C, \text{ worin } w = \frac{\text{Wassergehalt}}{\text{Zementgewicht}} \text{ ist,}$$

A die Festigkeit des Zementes,
B die Art des Sandes berücksichtigt.

c) Baustellenversuche. Praktische Wasserdichtigkeitsversuche an großen Körpern nach einheitlicher Methode,

---

# MODELLVERSUCHE ÜBER DIE WIRKSAMKEIT VON WASSERTREPPEN (STUFENÜBERFÄLLEN).

Ausgeführt im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Dresden.

*Von Dr.-Ing. L. Koch.*

Aufgabe. Wassertreppen oder Stufenüberfälle sind Gerinne, die den Abfluß vom O.W. zum U.W. stufenartig aufteilen, so daß die Energie des auf der Treppe herabfließenden Wassers hauptsächlich durch den Stoß des auf die Sohlen der einzelnen Stufen auffallenden Wassers vernichtet wird. Um die für die Berechnung der Leistungsfähigkeit der Wassertreppen und die für ihre Gestaltung erforderlichen Unterlagen zu erhalten, wurden im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Dresden in den Jahren 1921/22 auf Anregung des Prof. H. Engels und mit Unterstützung der Notgemeinschaft der Deutschen Wissenschaft und der Gesellschaft von Förderern und Freunden der T.H.Dr. die nachstehend beschriebenen Modellversuche ausgeführt.

Für den ersten Teil der Versuche wurde ein 34 m langes und 1 m breites Holzgerinne von rechteckigem Querschnitt erbaut. Die Stufenlängen der Treppen mußten mit Rücksicht darauf, daß die zur Herstellung der Treppen verwendeten Bohlen eine Länge von 3 m hatten, auf 3 m und ein Vielfaches hiervon bemessen werden. Bei einer größten Stufenlänge $l = 12$ m betrug die größte noch erreichbare Stufenhöhe $s = 0{,}6$ m. Die kleinste untersuchte Stufenhöhe betrug 0,2 m.

Es bezeichnen

Q die sekundliche Wassermenge in $m^3$,
l die Stufenlänge in m,
s die Stufenhöhe in m,
$n = \frac{s}{l}$
b die Stufenbreite in m,
$J_s = \frac{s_1}{l} = \sin\alpha$ das Gefälle der Stufensohle,

$J_s$ ist $\lesseqgtr 0$, je nachdem die Sohle in der Fließrichtung steigt, wagerecht ist oder fällt.

Die Überfallhöhe h (Abb. 1) war als Abhängige der vorgenannten Größen zu bestimmen. Sie wurde nicht unmittelbar an der Überfallkante gemessen, sondern 2 cm oberhalb, weil an der Kante die Senkungslinie des Wasserspiegels stark abfiel und deshalb hier eine scharfe Einmessung nicht zu erreichen war. Die Versuchswassermengen wurden so begrenzt, daß auch bei der kleinsten Wassermenge der überfallende Wasserstrahl sich noch frei von der lotrechten Stufenwand ablöste (Abb. 1) und daß bei der größten Wassermenge noch ein vollkommener Überfall stattfand. Die Höhenlage des Wasserspiegels wurde mit einer spitzen Nadel eingemessen, die mit einem Nonius und einem Metallmaßstab in Verbindung stand. Bei ruhigem Abfluß ließ sich h bis auf 0,1 mm genau ablesen, entsprechend einem Fehler von weniger als ± 1 vH. Große Wassermengen und Gefälle brachten erhebliche Spiegelschwankungen und Ablesefehler von mehr als ± 5 vH, weshalb die betreffenden

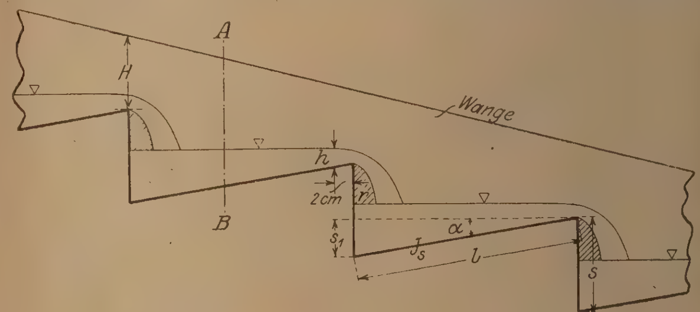



Abb. 1.

Messungen wiederholt wurden. Vor jeder h-Messung wurde der Raum r (Abb. 1) belüftet.

Die verschiedenen Sohlenneigungen wurden mit Hilfe von Hebeschrauben herbeigeführt und das Maß der Neigung nivellitisch festgestellt.

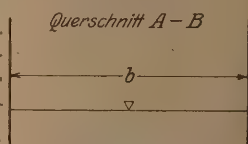



Abb. 2.

Ergebnisse. Schon die ersten Versuche ergaben, daß die von der Treppe abgeführte Wassermenge nicht nach der Formel $Q = b\,h\,c\,\sqrt{R\,J}$ berechnet werden darf, in der J den Höhenunterschied zwischen den Wasserspiegeln am Anfang und Ende der Treppe dividiert durch die abgewickelte Treppenlänge bedeutet. Mit dieser Formel ergeben sich Wassermengen, welche die tatsächlich abgeführten um ein Vielfaches überschreiten und zwar um so mehr, je größer n ist. So war bei $n = 1 : 20$ das nach vorstehender Formel berechnete Q etwa 14 mal, bei $n = 1 : 15$ etwa 17 mal größer als das wirkliche Q.

Bessere Ergebnisse brachte die Benutzung der bekannten Überfallformel

$$Q = \frac{2}{3}\,\mu\,b\,\sqrt{2g}\,h^{\frac{3}{2}}$$

Die Messungen ergaben für μ einen Mittelwert = 0,60. Die Kleinheit dieses Wertes ist darin begründet, daß bei den Versuchen der Profilradius $R = \frac{F}{p}$ unverhältnismäßig klein war:

$$R > 0{,}0164 < 0{,}0416 \text{ m.}$$

Auch die scharfkantige und nicht abgerundete Form der Überfallkante verringerte den μ-Wert. Da bei den in der Praxis

| Q | Gefälle | | + 1 : 197 | + 1 : 243 | + 1 : 377 | + 1 : 2727 | − 1 : 398 | − 1 : 179 | − 1 : 119 | − 1 : 89,8 | − 1 : 69,5 | − 1 : 56,7 | − 1 : 48,4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| sl | Stufenlänge in m | Stufenverhältnis | $t_{max}$ mm | $t_{max}$ mm | $t_{max}$ mm | $t_{max}$ mm | $t_{max}$ mm | $t_{max}$ mm | $t_{max}$ mm | $t_{max}$ mm | $t_{max}$ mm | $t_{max}$ mm | $t_{max}$ mm |
| 3,0 | 3 | 1:5 | 11,0 | 12,5 | 12,3 | 14,3 | 15,2 | 16,4 | 17,1 | 18,8 | 19,0 | 19,7 | 20,2 |
| ,, | 3 | 1:7,5 | 11,8 | 12,7 | 12,5 | 13,8 | 15,4 | 16,6 | 16,8 | 18,0 | 18,4 | 19,1 | 20,2 |
| ,, | 3 | 1:10 | 13,2 | 13,3 | 13,2 | 14,0 | 16,4 | 16,3 | 16,7 | 18,7 | 18,2 | 19,8 | 19,4 |
| ,, | 6 | 1:10 | 13,5 | 14,1 | 14,7 | 15,7 | 16,5 | 17,1 | 18,0 | 19,0 | 19,4 | 20,4 | 21,3 |
| ,, | 6 | 1:15 | 13,4 | 13,7 | 14,8 | 15,7 | 16,7 | 17,0 | 18,1 | 19,0 | 20,2 | 20,4 | 20,6 |
| ,, | 3 | 1:15 | 13,8 | 13,8 | 14,7 | 16,1 | 17,9 | 18,7 | 19,6 | 20,1 | — | 21,0 | 20,9 |
| ,, | 12 | 1:20 | — | 12,3 | 12,7 | 14,0 | — | — | — | — | — | — | — |
| ,, | 6 | 1:20 | 13,7 | 14,1 | 14,8 | 14,9 | 15,8 | 17,0 | 18,2 | 18,1 | 19,5 | 20,0 | 20,4 |
| ,, | 6 | 1:30 | 11,7 | 13,0 | 15,2 | 15,5 | 16,6 | 17,9 | 17,9 | 19,7 | 19,4 | 21,0 | — |
| 4,5 | 3 | 1:5 | 12,5 | 15,7 | 14,2 | 16,5 | 17,7 | 20,0 | — | — | — | — | — |
| ,, | 3 | 1:7,5 | 13,5 | 14,3 | 14,6 | 15,2 | 16,3 | 18,7 | — | — | — | — | — |
| ,, | 3 | 1:10 | 14,5 | 14,7 | 15,5 | 16,6 | 17,4 | 18,8 | 20,1 | — | — | — | — |
| ,, | 6 | 1:10 | 15,1 | 15,9 | 16,8 | 17,5 | 18,4 | 19,6 | 20,3 | 21,0 | 22,0 | 22,9 | 24,0 |
| ,, | 6 | 1:15 | 14,9 | 15,9 | 17,2 | 17,7 | 19,1 | 19,2 | 20,5 | 20,8 | 22,1 | 23,1 | 23,5 |
| ,, | 3 | 1:15 | 15,2 | 15,9 | 16,6 | 17,1 | 18,7 | 21,1 | — | — | — | — | — |
| ,, | 12 | 1:20 | — | 13,9 | 14,8 | 16,1 | — | — | — | — | — | — | — |
| ,, | 6 | 1:20 | 15,3 | 16,4 | 17,0 | 17,3 | 18,3 | 19,0 | — | — | — | — | — |
| ,, | 6 | 1:30 | 14,5 | 15,4 | 18,0 | 18,3 | 20,0 | 21,5 | — | — | — | — | — |
| 6,0 | 3 | 1:5 | 11,8 | 13,5 | 18,5 | 15,4 | 14,8 | 20,6 | 23,0 | 23,5 | 25,0 | 25,8 | 26,0 |
| ,, | 3 | 1:7,5 | 11,8 | 12,8 | 15,8 | 15,7 | 15,5 | 18,3 | 22,3 | 23,0 | 23,6 | 24,5 | 24,8 |
| ,, | 3 | 1:10 | 14,5 | 16,5 | 17,3 | 18,2 | 20,2 | 21,8 | 25,2 | 24,2 | 25,0 | 24,2 | 24,8 |
| ,, | 6 | 1:10 | 17,6 | 17,8 | 19,6 | 19,8 | 20,2 | 21,9 | 22,5 | 23,2 | 24,3 | 25,5 | 26,4 |
| ,, | 6 | 1:15 | 16,7 | 17,6 | 19,0 | 19,8 | 21,0 | 21,3 | 22,1 | 23,2 | 24,6 | 25,0 | 26,0 |
| ,, | 3 | 1:15 | 16,7 | 17,4 | 18,0 | 19,8 | 20,6 | 23,4 | 24,7 | 26,1 | — | 26,0 | 27,1 |
| ,, | 12 | 1:20 | — | 15,9 | 17,0 | 18,3 | — | — | — | — | — | — | — |
| ,, | 6 | 1:20 | 17,8 | 18,0 | 19,2 | 19,3 | 21,0 | 21,4 | 21,7 | 23,0 | 24,5 | 24,7 | 25,7 |
| ,, | 6 | 1:30 | 16,4 | 16,9 | 19,2 | 20,6 | 26,3 | 22,6 | 22,5 | 24,0 | 24,7 | — | — |
| 7,5 | 3 | 1:5 | 12,0 | 12,0 | 10,8 | 13,6 | 15,8 | 12,3 | — | — | — | — | — |
| ,, | 3 | 1:7,5 | 12,8 | 12,0 | 14,3 | 14,3 | 13,0 | 21,5 | — | — | — | — | — |
| ,, | 3 | 1:10 | 13,7 | 13,5 | 15,3 | 20,1 | 19,7 | 23,6 | 26,0 | — | — | — | — |
| ,, | 6 | 1:10 | 18,9 | 19,1 | 21,0 | 21,3 | 22,6 | 24,2 | 24,5 | 26,1 | 26,8 | 27,5 | 28,2 |
| ,, | 6 | 1:15 | 18,8 | 19,0 | 20,7 | 21,5 | 23,2 | 23,5 | 25,1 | 25,4 | 27,5 | 27,8 | 28,8 |
| ,, | 3 | 1:15 | 14,6 | 16,8 | 20,5 | 23,0 | 24,5 | 31,7 | — | — | — | — | — |
| ,, | 12 | 1:20 | — | 18,2 | 19,5 | 20,5 | — | — | — | — | — | — | — |
| ,, | 6 | 1:20 | 19,3 | 20,1 | 21,0 | 21,2 | 23,0 | 23,5 | — | — | — | — | — |
| ,, | 6 | 1:30 | 18,9 | 18,7 | 21,3 | 22,8 | 23,1 | 25,3 | — | — | — | — | — |
| 9,0 | 3 | 1:5 | 13,2 | 12,1 | 13,0 | 12,8 | 15,4 | 12,6 | 10,8 | 28,1 | 28,7 | 29,0 | 31,0 |
| ,, | 3 | 1:75 | 11,3 | 13,2 | 11,4 | 14,5 | 17,6 | 13,0 | 25,0 | 28,0 | 29,4 | 29,4 | 30,2 |
| ,, | 3 | 1:10 | 13,8 | 14,2 | 14,2 | 21,4 | 23,4 | 26,0 | 28,4 | 29,4 | 28,7 | 30,6 | 30,1 |
| ,, | 6 | 1:10 | 20,4 | 21,3 | 21,9 | 23,9 | 26,0 | 26,5 | 27,5 | 28,2 | 29,3 | 30,3 | 30,7 |
| ,, | 6 | 1:15 | 19,7 | 21,0 | 22,4 | 24,0 | 25,5 | 26,5 | 27,9 | 28,0 | 30,3 | 30,0 | 31,0 |
| ,, | 3 | 1:15 | 15,5 | 14,6 | 16,9 | 21,5 | 25,5 | 36,2 | 29,1 | 36,7 | — | 29,7 | 32,8 |
| ,, | 12 | 1:20 | — | 21,0 | 21,1 | 24,9 | — | — | — | — | — | — | — |
| ,, | 6 | 1:20 | 20,5 | 22,4 | 23,2 | 23,5 | 25,1 | 26,4 | 26,9 | 28,1 | 28,6 | 29,7 | 30,8 |
| ,, | 6 | 1:30 | 20,7 | 21,0 | 22,9 | 27,8 | 24,8 | 26,4 | 28,0 | 29,0 | 28,6 | — | — |
| 12,0 | 3 | 1:5 | 14,8 | 12,2 | 13,2 | 13,2 | 17,0 | 14,4 | 16,3 | 17,0 | 33,5 | 34,5 | 35,6 |
| ,, | 3 | 1:7,5 | 13,4 | 12,8 | 14,0 | 17,0 | 12,7 | 16,6 | 27,8 | 31,2 | 33,7 | 31,8 | 35,4 |
| ,, | 3 | 1:10 | 14,9 | 15,5 | 13,4 | 16,1 | 24,1 | 31,4 | 31,4 | 33,3 | 33,6 | 33,6 | 35,0 |
| ,, | 6 | 1:10 | 20,5 | 23,2 | 24,8 | 23,5 | 26,2 | 29,3 | 31,6 | 32,3 | 32,7 | 34,1 | 35,5 |
| ,, | 6 | 1:15 | 21,5 | 22,6 | 24,1 | 25,6 | 28,5 | 30,2 | 32,6 | 32,7 | 34,5 | 34,6 | 35,5 |
| ,, | 3 | 1:1 | 16,0 | 15,8 | 16,9 | 17,7 | 24,2 | 35,6 | 32,8 | 38,3 | — | 36,7 | 37,0 |
| ,, | 12 | 1:20 | — | 24,8 | 26,2 | — | — | — | — | — | — | — | — |
| ,, | 6 | 1:20 | 21,4 | 24,9 | 25,7 | 27,0 | 28,2 | 30,6 | 31,1 | 31,6 | 32,7 | 34,2 | 36,0 |
| ,, | 6 | 1:30 | 23,5 | 24,6 | 26,2 | 31,0 | 28,2 | 30,0 | 32,8 | 33,7 | 33,7 | — | — |
| 15,0 | 3 | 1:5 | — | — | — | — | — | — | 12,8 | 14,0 | 38,1 | 38,3 | 39,6 |
| ,, | 3 | 1:7,5 | — | — | — | — | — | — | 12,6 | 15,5 | 38,3 | 38,2 | 38,9 |
| ,, | 3 | 1:10 | — | — | — | — | — | — | — | 37,4 | 40,7 | 38,1 | 38,0 |
| ,, | 6 | 1:10 | — | — | — | — | — | — | 35,3 | 36,5 | 36,9 | 39,3 | 40,0 |
| ,, | 6 | 1:15 | — | — | — | — | — | — | 36,5 | 36,3 | 39,7 | 39,2 | 39,4 |
| ,, | 3 | 1:15 | — | — | — | — | — | — | 37,7 | 40,6 | — | 40,5 | 43,7 |
| ,, | 6 | 1:20 | — | — | — | — | — | — | 35,8 | 35,6 | 37,5 | 38,0 | 40,1 |
| ,, | 6 | 1:30 | — | — | — | — | — | — | 35,7 | 37,1 | 38,0 | — | — |
| 18,0 | 3 | 1:5 | — | — | — | — | — | — | 16,2 | 17,2 | 17,8 | 44,5 | 44,4 |
| ,, | 3 | 1:7,5 | — | — | — | — | — | — | 16,5 | 15,3 | 43,3 | 42,8 | 43,5 |
| ,, | 3 | 1:10 | — | — | — | — | — | — | — | 39,0 | 42,9 | 42,4 | 42,6 |
| ,, | 6 | 1:10 | — | — | — | — | — | — | 39,4 | 40,9 | 41,7 | 42,7 | 44,1 |
| ,, | 6 | 1:15 | — | — | — | — | — | — | 39,8 | 41,1 | 43,8 | 43,0 | 44,0 |
| ,, | 3 | 1:15 | — | — | — | — | — | — | — | 44,3 | — | 46,7 | 45,6 |
| ,, | 6 | 1:20 | — | — | — | — | — | — | 39,2 | 40,4 | 42,1 | 42,7 | 43,1 |
| ,, | 6 | 1:30 | — | — | — | — | — | — | 39,0 | 40,0 | 41,6 | — | — |
| 21,0 | 3 | 1:5 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 47,2 |
| ,, | 3 | 1:7,5 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 46,4 |
| -, | 3 | 1:10 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 48,3 |
| ,, | 6 | 1:10 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 45,2 | 47,5 |
| ,, | 6 | 1:15 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 46,2 | 47,0 |
| ,, | 3 | 1:15 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 48,9 |
| ,, | 6 | 1:20 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 46,4 | 47,8 |
| ,, | 6 | 1:30 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |

verwendeten Wassertreppen ein erheblich größerer R-Wert vorkommt und auch die Überfallkante weniger scharfkantig ist, so ist es zulässig, für die praktische Anwendung mit einem Wert $\frac{2}{3}\mu = 0{,}5$ zu rechnen. Mit diesem ergibt sich

$$h = \left(0{,}45\ \frac{Q}{b}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (1$$

und zwar h in m, wenn man Q in m³/sec und b in m einführt: Für die Wangenhöhe H an der Überfallkante (Abb. 1) genügt die Annahme $H = 1{,}1\ h$ . . . . . . . . . . . . (2

Zur weiteren Klärung der Aufgabe wurden die Messungsergebnisse zeichnerisch aufgetragen, wobei sich im allgemeinen die Größe h als eine stetige Funktion der übrigen Größen ergab. Nur bei den 3 m langen Stufen ergaben sich keine stetigen Beziehungen zwischen Q und h, sondern plötzliche Veränderungen infolge des Auftretens von Wassersprüngen. Mit wachsender Wassermenge rückte der Sprung abwärts und verschwand, sobald er in den Wirkungsbereich der Senkungslinie nahe der Überfallkante gelangte. So kam es, daß die Wassertiefe unterhalb eines Wassersprunges größer war als bei den nachfolgenden Versuchen mit größeren Wassermengen, bei denen der Wassersprung verschwand.

Die zeichnerischen Auftragungen der Versuchsergebnisse (vgl. Tabelle) ergab zwar eine Beziehung zwischen h und den unabhängigen Veränderlichen, aber über die verhältnismäßige Größe des Einflusses der einzelnen Veränderlichen auf h besagt der Funktionsverlauf an sich nichts.

Erst mit Hilfe der Korrelationsmethode ließ sich feststellen, daß von wesentlichstem Einfluß auf die gesuchte Größe h die Wassermenge Q ist, daß nächstdem $J_s$ von Bedeutung ist, daß aber alle übrigen Größen nur eine Verbesserung von weniger als 1 vH bringen (vgl. Koch, Häufigkeitsrechnung und Korrelationsmethode in ihrer Anwendung auf das Ingenieurwesen; Diss. Dresden 1923). Um einen analytischen Ausdruck für t als Abhängige von Q und $J_s$ zu finden, wurden zunächst alle Beobachtungen verwandt, in denen $J_s \cong 0$ ist. Da $Q\ \mathrm{min} > 0$, so mußten kleine Werte für h durch Extrapolation gefunden werden, die untere Grenze ist dadurch gegeben, daß für $Q = 0$ auch $h = 0$ werden muß. Die Auftragung der Logarithmen der zusammengehörigen Wertpaare zeigte, daß man durch die gefundenen Punktreihen Gerade legen konnte, deren Neigung gegen die $\log \frac{Q}{b}$-Achse im Mittel 2 : 5 betrug. Damit stellt die Abhängigkeit zwischen t und Q sich dar in der Form $h = c\left(\frac{Q}{b}\right)^{\frac{2}{5}}$. Nun erfolgte die Untersuchung der Abhängigkeit zwischen t und $J_s$ dadurch, daß für ein konstantes Q der Zusammenhang zwischen dem Beiwert c und $J_s$ ermittelt wurde, der sich als gerade Linie $c = a - b J_s$ darstellte. Somit lautet die gesuchte Formel:

$$h = (a - b\,J_s)\left(\frac{Q}{b}\right)^{\frac{2}{5}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (3$$

Die Konstanten a und b wurden aus den Beobachtungen mittels der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt und geben die Werte $a = 0{,}157$, $b = 2{,}564$. $J_s$ ist mit seinem Vorzeichen einzuführen, h ergibt sich in m, wenn Q in m³/sec und b in m eingesetzt werden. Der Vergleich der Formelwerte mit den beobachteten brachte einen mittleren Fehler der einzelnen Beobachtung in Höhe von $\mu = \sqrt{\frac{[v\,v]}{n}} = \pm 0{,}0014$ m. Die Zahl der Beobachtungen betrug $n = 296$. Bei diesen Versuchen war $\frac{Q}{b}$ nach unten begrenzt bei 0,003 m³/sec und nach oben bei 0,021 m³/sec. $J_s$ bei $+ 1 : 197$ und $- 1 : 48{,}4$.

Da bei den großen Stufenlängen sich aus technischen Gründen nur Neigungen einstellen ließen, die weit unter den in der Praxis üblichen waren, wurde zur weiteren Erkenntnis des Gefälleeinflusses eine mit Zinkblech verkleidete Holztreppe gebaut, deren Neigung an keine Grenzen gebunden war. Die Länge l der einzelnen Stufen betrug 0,60 m, die Breite b war 0,50 m und die Höhe s = 0,20 m. Veränderlich waren bei diesen Versuchen also nur h, Q und $J_s$. Die gemessenen Werte sind aus der beigefügten Tabelle ersichtlich. Für die Auswertung

| Q | Stufenlänge | Stufenverhältnis | Gefälle −1:9,8 | −1:8 | −1:6,9 | −1:6,3 | −1:5 | −1:4,15 | −1:3,75 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $t_{max}$ | $t_{max}$ | $t_{max}$ | $t_{max}$ | $t_{max}$ | $t_{max}$ | $t_{max}$ |
| sl. | in m | | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm |
| 2,0 | 0,6 | 1:3 | 14,9 | 15,8 | — | — | — | — | — |
| 2,2 | ,, | ,, | — | — | — | 16,8 | 18,8 | 18,1 | 19,0 |
| 2,4 | ,, | ,, | 17,2 | 17,3 | — | — | — | — | — |
| 2,8 | ,, | ,, | 18,7 | 18,5 | — | 19,3 | 21,0 | 20,9 | 21,8 |
| 3,3 | ,, | ,, | — | 19,5 | 19,6 | 21,2 | 22,4 | 22,0 | 23,2 |
| 4,3 | ,, | ,, | — | — | — | 23,0 | 25,5 | 26,8 | 26,6 |

wurde derselbe Formelansatz wie oben zugrunde gelegt und nur die Konstanten a und b bestimmt, so daß für diese Treppe gilt

$$h = (0{,}123 - 0{,}1957 \ldots\ldots J_s)\left(\frac{Q}{b}\right)^{\frac{2}{5}} \quad \ldots \ldots \ldots (4$$

Die größte prozentuale Abweichung der Formelwerte von denen der Messung beträgt 5 vH, die kleinste 0 vH, während der mittlere Fehler $\mu$ der Einzelbeobachtung sich auf $\pm 0{,}00069$ m beläuft. Die Versuchsgrenzen lagen für $\frac{Q}{b}$ bei 0,0040 und 0,0086 m³/sec, für $J_s$ bei $- 1 : 9{,}8$ und $- 1 : 3{,}75$. Da die zuletzt genannte Treppe mit ihren Verhältnissen näher an denen der praktischen Ausführung stehen als die zuerst besprochenen, so dürfte die Formel (4) gegenüber (3) vorzuziehen sein, falls man sich nicht mit (1) begnügen will.

---

# VERSUCHE ÜBER DIE WIDERSTANDSFÄHIGKEIT VON BETON- UND EISENBETONROHREN GEGEN INNENDRUCK.

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.)

*Von Otto Graf.*

(Schluß von Seite 448.) *)

### 4. Versuche mit den bewehrten Rohren.

#### a) Belastungen beim Eintritt von Rissen an der Außenfläche der Rohre. Einfluß der Bewehrung auf die Größe der Rißbildungslast.

Die ersten Risse wurden beobachtet

beim Rohr 15 (17,9 cm Wandstärke) unter $p_i = 7$ at und $P_a = 49\,000$ kg,

beim Rohr 17 (18,2 cm Wandstärke) unter $p_i = 9$ at und $P_a = 63\,000$ kg,

somit für die Rohre mit rd 18 cm Wandstärke im Mittel unter $p_i = 8$ at und $P_a = 56\,000$ kg;

beim Rohr 19 (12,2 cm Wandstärke) unter $p_i = 7$ at und $P_a = 43\,000$ kg,

*) In Heft 15 dieser Zeitschrift Seite 441 sind die Druckstöcke der Abb. 1 u. 3 zu vertauschen. Außerdem sind zu berichtigen: auf S. 446 letzte Zeile, rechte Spalte „hatte“ statt „hätte“, auf S. 447 ist im Text zu Abb. 16 „T“ zu streichen.

beim Rohr 21 (12,2 cm Wandstärke) unter $p_i = 6,5$ at und $P_a = 40\,000$ kg,

somit für die Rohre mit rd 12 cm Wandstärke im Mittel unter $p_i = 6,75$ at und $P_a = 41\,500$ kg;

beim Rohr 22 (7,9 cm Wandstärke) unter $p_i = 4,75$ at und $P_a = 26\,250$ kg,

beim Rohr 24 (8 cm Wandstärke) unter $p_i = 5,25$ at und $P_a = 28\,750$ kg,

somit für die Rohre mit rd. 8 cm Wandstärke im Mittel unter $p_i = 5$ at und $P_a = 27\,500$ kg.

Die Lasten $p_i$ verhalten sich wie

$$8:6,75:5,0 = 1:0,84:0,62,$$

während die Verhältniszahlen der Wandstärken betragen

$$18,0:12,2:7,9 = 1:0,68:0,44.$$

Die Werte $p_i$ haben somit erheblich langsamer abgenommen als die Wandstärken der zugehörigen Rohre, zunächst weil in dickwandigen Rohren die Widerstandsfähigkeit des Materials als Ganzes weniger ausgenutzt wird als in Rohren mit geringerer Wandstärke (vgl. unter 3,b), dann weil die Bewehrung bei allen Rohren fast genau gleich groß ist.

Werden die oben genannten Werte $p_i$ mit den unter 3,a genannten Werten $p_i$ der unbewehrten Rohre verglichen, so ergibt sich folgendes:

| Wandstärke | unbewehrte Rohre | bewehrte Rohre | Mehr der bewehrten Rohre |
|---|---|---|---|
| rund 18 cm | $p_i = 5,5$ at | $p_i = 8$ at | $+2,5$ at |
| „ 12 cm | $p_i = 3,75$ at | $p_i = 6,75$ at | $+3,0$ at |
| „ 8 cm | $p_i = 2,72$ at | $p_i = 5,0$ at | $+2,28$ at |

Hieraus erhellt, daß die Last, bei welcher Risse an der Außenfläche sichtbar wurden, bei allen Rohren durch die Bewehrung bedeutend erhöht wurde. Das Mehr beträgt 2,28 bis 3 at und unterscheidet sich für die verschiedenen Rohre nicht ausgeprägt.

Bei Beurteilung dieser Ergebnisse muß im Auge behalten werden, daß die Rißbildung an der Innenfläche der Rohre beginnt. Während dann bei den unbewehrten Rohren die ganze Wand sofort durchreißt, wird bei den bewehrten Rohren das Fortschreiten der Risse nach außen durch die Bewehrung verzögert.

b) Verlauf der Risse. Verhalten der bewehrten Rohre vor und nach dem Eintritt von Rissen an der Außenfläche. Höchstlasten der Rohre.

Die Risse traten zunächst als feine Risse auf, die sich mit Zunahme ihrer Länge unter gleichbleibender Last, dann mit Steigerung der Last erweiterten. Sie verliefen stets parallel der Rohrachse. Auf photographische Aufnahmen mußte wegen der Kosten verzichtet werden.

α) Rohre mit 18 cm Wandstärke. Vor dem Eintritt von Rissen an der Außenfläche fand — wenn von einigen unbedeutenden feuchten Flecken abgesehen wird — kein Wasserdurchgang statt. Beim Rohr 15 erschien der erste Riß außen unter $p_i = 7$ at; jedoch erst nach dem Eintritt von 3 neuen Rissen unter $p_i = 8$ at erfolgte Wasseraustritt, der unter dieser Last so bedeutend wurde, daß der Versuch abgebrochen werden mußte. — Im Rohr 17 entstand der erste Riß unter $p_i = 9$ at über die ganze Rohrhöhe; dem Rohr entströmten unter dieser Last bald so große Wassermengen, daß der Versuch abgebrochen werden mußte.

β) Rohre mit 12 cm Wandstärke. Am Rohr 19 traten nahe dem oberen Rohrende unter $p_i = 5,5$ at einige kleine mattfeuchte Flecke auf. Nachdem die ersten Risse unter $p_i = 7$ at entstanden waren, erfolgte starker Wasseraustritt durch diese Risse. Rund 10 min nach der Wahrnehmung der Rißbildung sind in 1 min 3,1 kg Wasser ausgeflossen. — Am Rohr 21 war nach der Beobachtung der ersten Risse unter $p_i = 6,5$ at nur ein ganz unbedeutender Wasseraustritt zu erkennen. Nach Steigerung der Last auf $p_i = 7$ at erschienen außen neue Risse, aus denen starker Wasseraustritt erfolgte, und zwar nach 5 min 0,70 kg während 1 min. Später ist die Pressung auf $p_i = 3$ at erniedrigt worden. Dabei flossen in 10 min 0,90 kg aus, nachdem $p_i = 3$ at vorher 20 min gewirkt hatte.

γ) Rohre mit 8 cm Wandstärke. Für die bewehrten Rohre mit 8 cm Wandstärke war das zur Verfügung gestandene Basaltmaterial etwas zu langsplittrig, infolgedessen ließ es sich nicht vermeiden, daß vornehmlich am unteren und oberen Rohrende schon unter geringen Belastungen Wasserflecken aufgetreten sind. Doch waren die Mängel nicht erheblich[15]). Bei den Rohren 22 und 24 ließ sich der Innendruck wesentlich über die Last hinaussteigern, unter welcher außen Risse erschienen sind, nämlich von $p_i = 4,75$ at auf 7 at bei Rohr 22 und von $p_i = 5,25$ at auf 7 at bei Rohr 24.

δ) Höchstlasten. Die Belastungen, unter denen der Wasseraustritt so stark wurde, daß der Versuch abgebrochen werden mußte, betrugen

beim Rohr 15 (17,9 cm Wandstärke) $p_i = 8$ at und $P_a = 56\,000$ kg,

beim Rohr 17 (18,2 cm Wandstärke) $p_i = 9$ at und $P_a = 63\,000$ kg,

also für die Rohre mit 18 cm Wandstärke im Mittel $p_i = 8,5$ at und $P_a = 59\,500$ kg;

beim Rohr 19 (12,2 cm Wandstärke) $p_i = 7$ at und $P_a = 43\,000$ kg,

beim Rohr 21 (12,2 cm Wandstärke) $p_i = 7$ at und $P_a = 43\,000$ kg,

somit für die Rohre mit rd 12 cm Wandstärke im Mittel $p_i = 7$ at und $P_a = 43\,000$ kg;

beim Rohr 22 (7,9 cm Wandstärke) $p_i = 7$ at und $P_a = 37\,500$ kg,

beim Rohr 24 (8 cm Wandstärke) $p_i = 7$ at und $P_a = 37\,500$ kg,

hiernach für die Rohre mit rd 8 cm Wandstärke im Mittel $p_i = 7$ at und $P_a = 37\,500$ kg.

Der Einfluß der Wandstärke tritt hier noch mehr zurück als bei den unter 4 a) aufgeführten Lasten beim Eintritt der ersten Risse an der Außenfläche der Rohre.

c) Längenänderungen der Strecken 1 bis 16, Abb. 12. Tangentiale Dehnungen an der Außenfläche unmittelbar vor dem Eintritt von Rissen an dieser Fläche.

Die Ergebnisse der Messungen sind in Zusammenstellung 3 unter Ziffer 2, 4 und 6 niedergelegt (vgl. dazu Fußbemerkung 14). Abb. 17 enthält die auf den Strecken 5 bis 8 am Rohr 24 (8 cm Wandstärke) ermittelten gesamten, bleibenden und federnden Dehnungen des Betons an der Außenfläche in tangentialer Richtung.

Zu Abb. 17 ist hervorzuheben, daß die ersten Risse an der Außenfläche unter $p_i = 5,25$ at festzustellen waren; bei $p_i = 5,5$ at verliefen Risse durch einzelne Meßstrecken. Die gesamte Verlängerung unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses in einer Meßstrecke betrug $2,15\ ^1/_{477}$ cm auf $l = 60$ cm, d. i. 0,075 mm auf 1 m.

Ferner sind die gesamten Verlängerungen auf den Strecken 5 bis 8 vor Beobachtung der ersten Risse an der Außenfläche der Rohre ermittelt worden:

[15]) Vgl. auch später unter B.

beim Rohr 15 (17,9 cm Wandstärke) zu 0,90 $^1/_{477}$ cm
auf l = 60 cm, d. i. 0,031 mm auf 1 m,
beim Rohr 17 (18,2 cm Wandstärke) zu 1,60 $^1/_{477}$ cm
auf l = 60 cm, d. i. 0,056 mm auf 1 m;
ferner
beim Rohr 19 (12,2 cm Wandstärke) zu 1,26 $^1/_{477}$ cm
auf l = 60 cm, d. i. 0,044 mm auf 1 m,
beim Rohr 21 (12,2 cm Wandstärke) zu 1,10 $^1/_{477}$ cm
auf l = 60 cm, d. i. 0,038 mm auf 1 m,
und
beim Rohr 22 (7,9 cm Wandstärke) zu 1,35 $^1/_{477}$ cm
auf l = 60 cm, d. i. 0,047 mm auf 1 m,
beim Rohr 24 (8,0 cm Wandstärke) zu 1,83 $^1/_{477}$ cm
auf l = 60 cm, d. i. 0,064 mm auf 1 m.

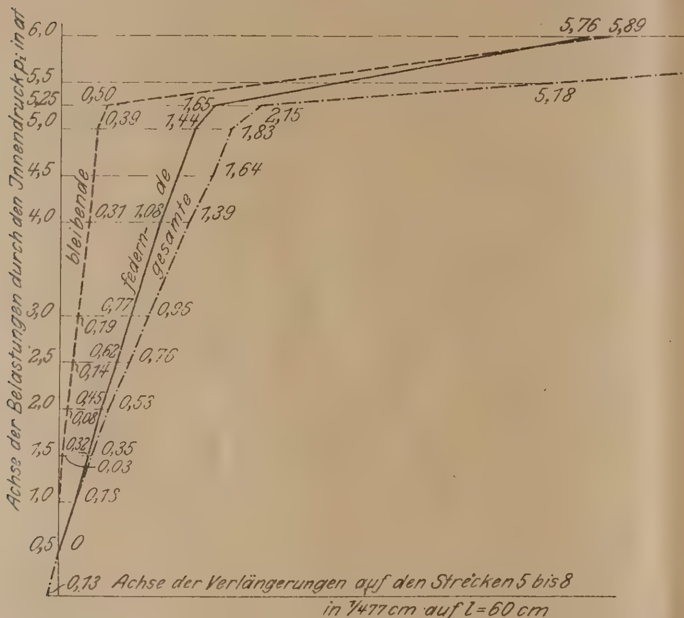



Abb. 17. Gesamte, bleibende und federnde Verlängerungen der Strecken 5 bis 8 am Rohr 24 (Bauart nach Abb. 3, 8 cm Wandstärke).

Die Einzelwerte schwanken zwischen 0,031 und 0,064 mm auf 1 m. Im ganzen sind zwar alle diese Zahlen größer als die Werte, welche bei den unbewehrten Rohren erlangt wurden, doch erreichten sie nur beim Rohr 24 die Größe der gesamten Dehnungen des Betons beim Zugversuch. Bei Beurteilung dieses Ergebnisses ist wieder zu beachten, daß die Rißbildung an der Innenfläche der Rohre begonnen hat (vgl. am Schluß von 4a).

d) Anstrengungen des Betons der bewehrten Rohre nach der Rechnung.

Die Anstrengungen des Betons sind unter Zugrundelegung der unter 3, b) angegebenen Gleichungen (6) bis (8) berechnet worden. Zunächst blieben die Eiseneinlagen unberücksichtigt. Die so ermittelten tangentialen Dehnungen wurden als relative Dehnungen im Querschnitt des bewehrten Rohrs angesehen und dienten als solche zur Verteilung der Anstrengungen auf Beton und Eisen, wobei die Dehnungszahl des Eisens zu $^1/_{10}$ der Dehnungszahl des Betons eingeführt wurde.

Die Werte $\sigma_i$, welche auf dem angegebenen Weg ermittelt wurden, betragen für die Last unmittelbar vor Eintritt von Rissen an der Außenfläche:

bei den Rohren mit 18,0 cm Wandstärke im Mittel
$\sigma_i = 22,4$ kg/cm²,
bei den Rohren mit 12,2 cm Wandstärke im Mittel
$\sigma_i = 23,6$ kg/cm²,
bei den Rohren mit 8,0 cm Wandstärke im Mittel
$\sigma_i = 22,9$ kg/cm²,
im Mittel $\sigma_i = 23,0$ kg/cm².

Diese Werte sind im Mittel um 23 − 15,7 = 7,3 kg/cm² größer als bei den unbewehrten Rohren (s. unter 3 b). Das Mehr muß — jedenfalls zu einem erheblichen Teil — auf den Umstand zurückgeführt werden, daß die Risse an der Innenfläche unter geringerer Last begonnen haben, als sie an den Außenflächen erschienen, weshalb $\sigma_i$ bei Beginn der Rißbildung tatsächlich kleiner war als die soeben angegebenen Werte.

e) Anstrengung der Eiseneinlagen nach der Rechnung.

Vor der Rißbildung blieben die Anstrengungen der Eiseneinlagen gering, wie die Angaben unter c) und d) erkennen lassen und sinngemäß auch von früheren Untersuchungen mit Eisenbeton bekannt ist[16]). Auf dem unter d) angegebenen Wege fanden sich Werte, welche nur wenig über 200 kg/cm² hinausgingen.

Mit dem Eintritt von Rissen, beginnend an der Innenfläche, übernahm das Eisen mehr oder minder rasch die Übertragung der Zugkräfte in den Rißquerschnitten. Für diesen Zustand ergaben sich für die Zuganstrengung $\sigma_e$ der Eisen, gleiche Anstrengung aller Querschnitte vorausgesetzt, folgende Werte:

α) für die Belastungen beim Eintritt von Rissen an der Außenfläche
beim Rohr 15 (17,9 cm Wandstärke) $\sigma_e = 1624$ kg/cm²,
„ „ 17 (18,2 „ „ ) $\sigma_e = 2013$ „ ,
ferner
beim Rohr 19 (12,2 cm Wandstärke) $\sigma_e = 1548$ kg/cm²,
„ „ 21 (12,2 „ „ ) $\sigma_e = 1441$ „ ,
und
beim Rohr 22 (7,9 cm Wandstärke) $\sigma_e = 1069$ kg/cm²,
„ „ 24 (8,0 „ „ ) $\sigma_e = 1166$ „ ;

β) unter den Höchstlasten, bei denen der Wasseraustritt so groß war, daß der Versuch abgebrochen werden mußte,
beim Rohr 15 (17,9 cm Wandstärke) $\sigma_e = 1856$ kg/cm²,
„ „ 17 (18,2 „ „ ) $\sigma_e = 2013$ „ ,
„ „ 19 (12,2 „ „ ) $\sigma_e = 1548$ „ ,
„ „ 21 (12,2 „ „ ) $\sigma_e = 1552$ „ ,
„ „ 22 ( 7,9 „ „ ) $\sigma_e = 1576$ „ ,
„ „ 24 ( 8,0 „ „ ) $\sigma_e = 1555$ „ .

Zur Beurteilung der Werte $\sigma_e$ ist vor allem auf das unter 4b) Gesagte zu verweisen. Im ganzen dürfte den Ergebnissen zu entnehmen sein, daß, wenn nach dem Eintritt von Rissen im Beton die Durchlässigkeit des Rohres nicht sehr groß sein soll, die Anstrengung der Bewehrung den Verhältnissen der Rohre entsprechen sollte, die hier 8 cm Wandstärke aufweisen.

f) Vergleich der Anstrengungen des Betons an der Außenfläche nach den Messungen und nach der Rechnung.

Hier stellten sich ähnliche Unterschiede ein wie bei den unbewehrten Rohren.

VI. Zusammenfassung der Ergebnisse.

Für das durch die Versuche gedeckte Gebiet kann folgendes ausgesprochen werden, wobei mit Rücksicht auf die Druckkosten Beschränkung geboten ist.

1. Unbewehrte Rohre.

a) Die tangentiale Anstrengung des Betons an der Innenfläche der unbewehrten Rohre ergab sich nach dem unter V, 3, b, angegebenen Rechnungsgang unter der Bruchlast der Rohre im Mittel zu $\sigma_i = 15,7$ kg/cm² und fast genau so groß wie die Zugfestigkeit des Betons ($K_z = 15,5$ kg/cm²).

[16]) Vgl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Band I, S. 183 und 184.

Die Feststellung, daß $\sigma_i$ und $K_z$ gleiche Größe haben und auch bei Rohren verschiedener Wandstärke nicht deutlich verschieden sind, ist — wenn die Zahlenwerte an sich auch nur Vergleichswerte sind — wichtig, weil hierdurch die Abhängigkeit der Widerstandsfähigkeit der unbewehrten Rohre gegen Innendruck von der Größe der Zugfestigkeit des verwendeten Betons scharf hervortritt; ferner fand sich damit bestätigt, daß die tangentiale Anstrengung an der Innenfläche der Rohre maßgebend ist. (Im übrigen sei auf V, 3 insbesondere auf die Voraussetzungen der Rechnung verwiesen.)

b) Die tangentiale Anstrengung des Betons an der Außenfläche der Rohre ergab sich nach den Messungen auf den Strecken 5 bis 8, Abb. 12, nicht erheblich verschieden von den Rechnungswerten nach Gleichung (6).

2. Bewehrte Rohre.

a) Die Belastung, unter welcher die ersten Risse an der Außenfläche der Rohre erschienen, ist bei den bewehrten Rohren erheblich größer ausgefallen als bei den unbewehrten Rohren; sie betrug im Mittel:

| | bei den unbewehrten Rohren | bei den bewehrten Rohren | Mehr der bewehrten Rohre |
|---|---|---|---|
| mit rund 18 cm Wandstärke | $p_i = 5{,}5$ at | $p_i = 8$ at | 2,5 at |
| „ „ 12 „ „ | $p_i = 3{,}75$ at | $p_i = 6{,}75$ at | 3,0 at |
| „ „ 8 „ „ | $p_i = 2{,}72$ at | $p_i = 5{,}0$ at | 2,28 at |

(Näheres s. unter 4a).

b) Bei den bewehrten Rohren mit 18 cm und mit 12 cm Wandstärke ließ sich die Belastung nur in zwei Fällen und bei diesen nur unbedeutend über die unter a) angegebenen Rißbildungslasten hinaus steigern. Der Wasserdurchgang war bei den Rohren mit 18 cm und mit 12 cm Wandstärke nach dem Eintritt der ersten Risse an der Außenfläche bald so groß, daß der Versuch abgebrochen werden mußte. Bei den Rohren mit rd 8 cm Wandstärke konnte die Belastung erheblich über die Rißbildungslast erhöht werden, nämlich von $p_i = 5$ bis $p_i = 7$ at. Die Risse waren bei diesen Rohren zahlreicher als bei den dickwandigen Rohren, blieben jedoch feiner als bei den Rohren mit größerer Wandstärke.

Abb. 18.

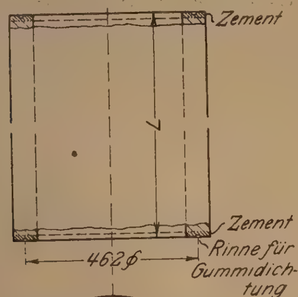



Abb. 19

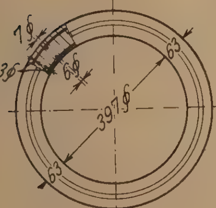



**Abb. 18 und 19.** Bauart von Rohr 9.

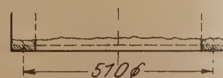



Abb. 20.

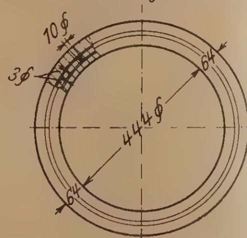



Abb. 21.

**Abb. 20 und 21.** Bauart von Rohr 10.

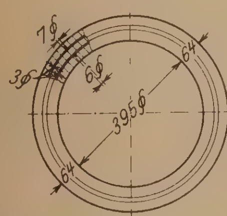



**Abb. 22.** Bauart von Rohr 11.

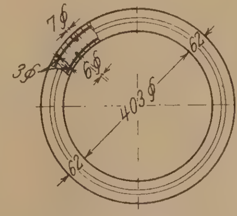



**Abb. 23.** Bauart von Rohr 12.

Weiter dürfte hier von Interesse sein, daß die Höchstlast der Rohre mit 8 und 12 cm Wandstärke gleich groß ($p_i = 7$ at) ermittelt wurde (vgl. 4 b, δ)

Aus diesen Ergebnissen erhellt, daß bei 18 cm und bei 12 cm Wandstärke die Widerstandsfähigkeit des Betons für die Größe der Höchstlast maßgebend war, während bei den Rohren mit 8 cm Wandstärke die Stärke der Bewehrung entscheidend wurde[17]).

c) Die Anstrengung der Eiseneinlagen fand sich unter der bei V, 4e angegebenen Voraussetzung, daß die Eisen nach der Rißbildung die gesamten Zugkräfte, welche der Innendruck hervorruft, übernehmen und daß die Zugspannung $\sigma_e$ aller Eisen gleich groß sei.

| | beim Eintritt der ersten Risse an der Außenfläche der Rohre kg/cm² | unter der Höchstlast der Rohre kg/cm² |
|---|---|---|
| bei den Rohren mit rund 18 cm Wandstärke zu | 1818 | 1934 |
| bei den Rohren mit rund 12 cm Wandstärke zu | 1494 | 1550 |
| bei den Rohren mit rund 8 cm Wandstärke zu | 1117 | 1565 |

B. Versuche mit Rohren der Firma „y"[18]).

Im April 1922 erhielt die Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart auf Veranlassung von Herrn Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. Max Foerster 4 Eisenbetonrohre vom Lager einer Zementwarenfabrik, und zwar

a) 3 Rohre mit rd 40 cm innerem Durchmesser,
b) 1 Rohr mit rd 45 cm innerem Durchmesser,

je rd 2 m lang.

Das Rohr mit 45 cm innerem Durchmesser ist nach Angabe im Februar 1918 aus Beton „1:4" „nach Gewichtsteilen" hergestellt worden. Nach Fertigstellung sei das Rohr etwa 2 Wochen in feuchtem Sand aufbewahrt worden, wurde dann im Freien gelagert, wo es bis zum Versand Ende März 1922 allen Witterungseinflüssen ausgesetzt gewesen sei. Über die Rohre mit 40 cm innerem Durchmesser sind keine besonderen Mitteilungen gemacht worden. Im ganzen handelt es sich offenbar um Rohre, die vom Lager stammten und schon mehrere Jahre fertig waren und bei deren Herstellung besondere Sorgfalt nicht gewaltet hat.

In der Materialprüfungsanstalt wurden die Rohre zunächst, wie unter A beschrieben, mit ebenen Stirnflächen versehen, die durch Eindrehen eine Rille erhielten, vgl. Abb. 18 und 20.

Die Versuchsergebnisse sind im folgenden zusammengestellt.

17) Das Verhältnis des Querschnitts der Bewehrung zum Querschnitt des Rohres in einer Radialebene betrug
bei 18 cm Wandstärke 0,009 (Eisenquerschnitt 0,9 vH des Betonquerschnitts)
„ 12 cm „ 0,013
8 cm „ 0,020

18) Über frühere Versuche mit Rohren, welche auf Veranlassung von großen Bauunternehmungen auf das Verhalten gegen Innendruck geprüft worden sind, vgl. Mees im Bauingenieur 1922, S. 469 u. f. Weitere Mitteilungen mit Rohren anderer Herkunft sind für später vorbehalten.

1. Rohr „9", Abb. 18[19]) und 19.
L = 199,1 cm.

Das Rohr wies im Einlieferungszustand zahlreiche feine Schwindrisse auf. Der Versuch begann am 27. Juli 1922. Zunächst wurde das Rohr stehend mit Wasser gefüllt. Nach rd 1 Stunde waren zahlreiche feuchte Stellen aufgetreten. Nach 22 Stunden hatte sich der Wasserspiegel um 7 cm gesenkt. Nach Auffüllung des Rohrs, was bei weiterem Fortgang des Versuchs täglich geschah, sind die feuchten Stellen noch gewachsen; doch war nach ungefähr 2 Tagen ein Stillstand zu erkennen. Abb. 24 zeigt den nach 48 Stunden vorgefundenen Zustand. In den folgenden Tagen gingen die feuchten Flecke zurück. Nach 19 Tagen waren nur noch wenige feuchte Stellen vorhanden, die sich in weiteren 28 Tagen nicht deutlich änderten. Die feuchten Stellen folgten meist Schwindrissen; zahlreiche Schwindrisse besaßen dunkle Ränder, waren auch oft mit Ausscheidungen besetzt.

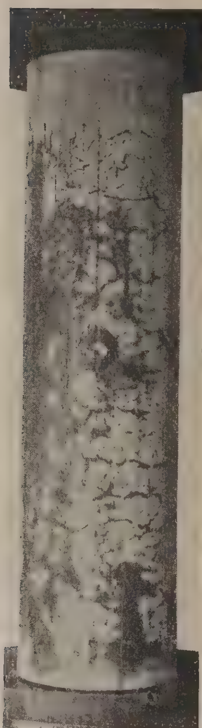


Abb. 24. Rohr „9" 2 Tage nach Füllung mit Wasser.



Abb. 25 nach $1\frac{1}{2}$ Stunden

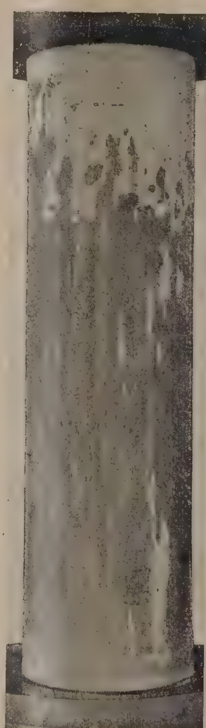


Abb. 26 nach $2\frac{1}{2}$ Stunden

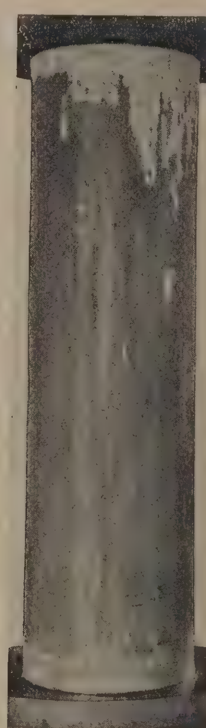


Abb. 27 nach $3\frac{1}{2}$ Stunden

Rohr 10 unter $P_a = 2000$ kg und $p_i = 0,8$ at

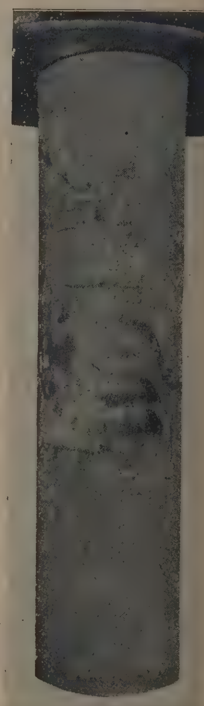


Abb. 28. Zustand des Rohres 11, rund 1 Tag nach Füllung mit Wasser.

Am 12. September 1922 erfolgte Belastung mit der Maschinenlast $P_a = 2000$ kg[20]) und der Wasserpressung $p_i = 0,8$ at[21]). Bald zeigten sich viele nasse Stellen. Nach Verlauf von $1\frac{1}{2}$ Stunden wurde der Wasserabfluß am unteren Ende durch Wägung gemessen; er betrug während weiterer $2\frac{1}{2}$ Stunden 1230 g.

Hierauf ist die Last auf $P_a = 4000$ kg und $p_i = 1,8$ at gesteigert worden. Während $3\frac{1}{2}$ Stunden betrug der Wasserabfluß 9300 g.

In der folgenden Nacht sank die Last auf $P_a = 1000$ kg und $p_i = 0,25$ at.

Am 13. September 1922 ist die Last zunächst auf $P_a = 4800$ kg und $p_i = 2,4$ at erhöht worden, 10 min später auf $P_a = 5500$ kg und $p_i = 2,8$ at. Nach kurzer Dauer dieser Last entstand plötzlich ein Längsriß, durch den sehr starker Wasseraustritt stattfand; in 5 min flossen rd 19 kg aus.

2. Rohr 10, Abb. 20 und 21[22])
L = 202,5 cm.

Auch auf diesem Rohr waren zahlreiche feine Risse (Schwindrisse) festzustellen.

Am Abend des 24. Juli 1922 ist das Rohr stehend mit Wasser gefüllt worden. Am folgenden Tag fanden sich zahlreiche feuchte Stellen, vornehmlich an den Schwindrissen; bis zum 26. Juli 1922 ging ein Teil der feuchten Flecke erheblich zurück.

An diesem Tage erfolgte Belastung mit $P_a = 2000$ kg[23]) und $p_i = 0,8$ at[24]). Die Abb. 25 bis 27 zeigen den Zustand des Rohrs mit fortschreitender Dauer dieser Belastung. Der Wasserdurchgang betrug während $2\frac{1}{2}$ Stunden (beginnend 70 min nach Aufbringen der Last) 5410 g.

Nachmittags fand Steigerung der Last auf $P_a = 4500$ kg und $p_i = 2$ at statt. Nach 4 min trat ein Längsriß auf, der sich nahezu über die ganze Höhe des Rohres erstreckte. Der Wasseraustritt betrug dann während 5 min rd 21 kg. Der Versuch ist hierauf abgebrochen worden.

3. Rohr 11, Abb. 22[25]).
L = 206,4 cm.

Auch dieses Rohr wies zahlreiche feine Schwindrisse auf.

---

19) Die in Abb. 19 eingetragene Bewehrung ist nach dem Versuch durch Aufmeißeln des Betons festgestellt worden. Auf 26,5 cm Rohrlänge lagen außen drei Drähte, innen fünf Ringdrähte, sämtlich von 3 mm Durchmesser.

20) Vgl. hierzu unter A, IV.

21) Die Mitte des Manometers stand 1,12 m über dem unteren Rohrende; die gleiche Anordnung fand bei den folgenden Rohren 10 bis 12 statt.

22) Die in Abbildung 20 angegebene Bewehruug ist nach dem Versuch durch Aufmeißeln des Betons festgestellt worden. Außen entfielen 6 Ringe auf 25 cm Rohrlänge, innen 6 Ringe auf 25,5 cm Rohrlänge, sämtliche aus 3 mm Draht.

23) Vgl. Fußbemerkung 1, S. 25. Hier betrug der mittlere Durchmesser der Dichtungsrille 510 mm (Abb. 20) gegenüber 462 mm bei Rohr 9.

24) Vgl. Fußbemerkung 24.

25) Als Bewehrung fanden sich nach dem Versuch: außen 7 Ringe auf 36,5 cm Rohrlänge, innen 5 Ringe auf 35 cm Rohrlänge, je aus 3 mm Draht.

Am 4. August 1922 ist das Rohr mit Wasser gefüllt worden. Den Zustand am 5. August 1922 zeigt Abb. 28. Die in Abb. 28 ersichtlichen feuchten Flecke sind während der folgenden Wochen allmählich kleiner geworden, an den meisten Stellen verschwunden. An den trocken gewordenen Flecken blieben weiße Ausscheidungen zurück, vgl. Abb. 29[26]).

Am 20. September 1922 erfolgte Belastung mit $P_a = 2000$ kg und $p_i = 0{,}8$ at. Abb. 30 zeigt den Zustand des Rohres, nachdem die Belastung rd 1½ Stunden gewirkt hatte. Die Belastung blieb rd 7 Stunden unverändert; während der letzten 4 Stunden betrug der Wasserabfluß 460 g.

Am gleichen Tage folgte Belastung mit $P_a = 4000$ kg und $p_i = 1{,}8$ at. Der Wasserabfluß fand sich während 4 Stunden zu 3270 g.

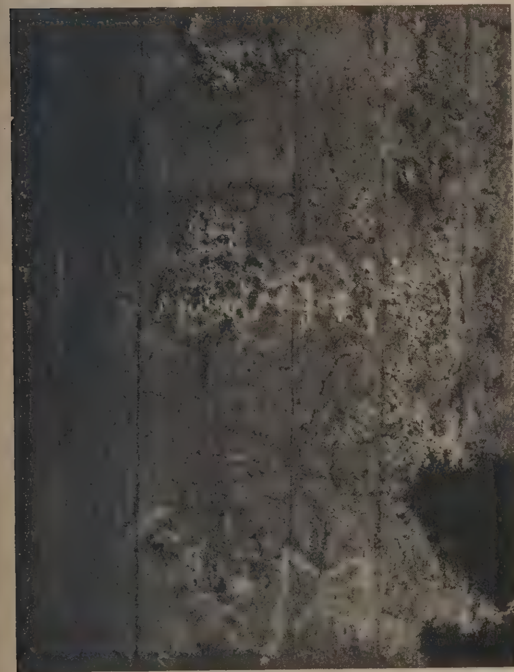


Abb. 29. Zustand des Rohres 11, 34 Tage nach Füllung mit Wasser. Weiße Ablagerungen an früher feuchten Stellen.



Abb. 30. Rohr 11 unter $P_a = 2000$ kg und $p_i = 0{,}8$ at nach rund 1½ Stunden.

Am 21. September 1922 wurde die Belastung auf $P_a = 4800$ kg und $p_i = 2{,}4$ at erhöht. Der Wasserabfluß betrug in 2 Stunden 2750 g. Dann folgte $P_a = 5500$ kg und $p_i = 3$ at. In 2½ Stunden sind 5730 g Wasser abgeflossen. Hierauf fand Steigerung auf $P_a = 6200$ kg und $p_i = 3{,}5$ at statt. Nach kurzer Dauer dieser Last trat ein Längsriß auf, rd 40 cm vom oberen Ende bis rd 50 cm vom unteren Ende reichend. In 5 min traten 10,5 kg Wasser aus.

4. Rohr 12, Abb. 23[27]).
L = 206 cm.

Dieses Rohr besaß wie die Rohre 9 bis 11 zahlreiche Schwindrisse, die hier zum Teil wie Schraubenlinien verliefen (vgl. Abb. 32.)

Am 3. August 1922 ist das Rohr stehend mit Wasser gefüllt worden. Den Zustand am 5. August 1922 zeigt Abb. 31. In den folgenden Tagen gingen die feuchten Stellen zurück; nach 12 Tagen war das Rohr bis auf einige unerhebliche Flecke trocken geworden. Den Zustand der Schwindrisse läßt Abb. 32 erkennen.

Am 14. September 1922 begann um 7 Uhr 30 min die Belastung mit $P_a = 2000$ kg und $p_i = 0{,}8$ at. Abb. 33 und Abb. 34 geben über das Verhalten des Rohrs unter dieser Last Auskunft. Der Wasserabfluß betrug von 10 Uhr bis 11 Uhr 30 min, also in 1½ Stunden, 230 g.

Am gleichen Tag folgte nachmittags Belastung mit $P_a = 4000$ kg und $p_i = 1{,}8$ at. Der Wasserabfluß betrug in rd 4 Stunden 3430 g.

Am 15. September 1922 wurde die Last auf $P_a = 4800$ kg und $p_i = 2{,}4$ at erhöht. In 2 Stunden sind 2690 g Wasser abgeflossen. Unter $P_a = 5500$ kg und $p_i = 3$ at betrug der Wasserabfluß in 2 Stunden 8640 g.

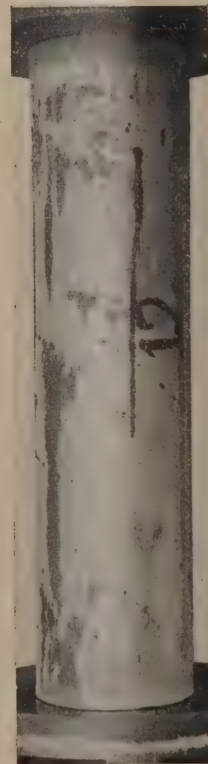


Abb. 31. Zustand des Rohres 12, rund 40 Stunden nach Füllung mit Wasser.

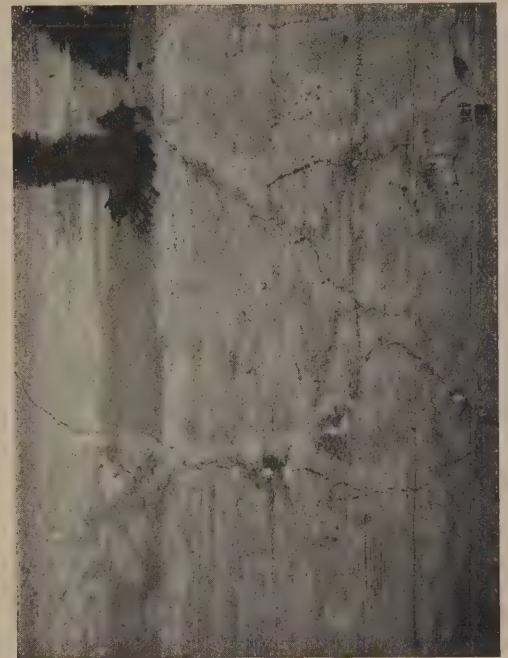


Abb. 32. Schwindrisse am Rohr 12, 35 Tage nach Füllung des Rohres.

Unter der folgenden Laststufe $P_a = 6200$ kg und $p_i = 3{,}5$ at traten nach kurzer Dauer dieser Last zwei Längsrisse auf; sie waren auf 72 cm bzw. 52 cm Länge sichtbar. Der Wasserabfluß ist, 7 min nach Erreichen der Last mit der Messung beginnend, in 5 min zu 7670 g gemessen worden. Die Risse verlängerten sich langsam. Nach 20 min fand Erhöhung der Last auf $P_a = 7200$ kg und $p_i = 4$ at statt, worauf ein dritter Längsriß entstand und der Wasseraustritt rasch zunahm. Der Versuch wurde nach 5 min Dauer dieser Last abgebrochen.

5. Zuganstrengung des Betons beim Eintritt der Risse in den Rohren 9 bis 12. Zuganstrengung der Bewehrung unter der Höchstlast der Rohre.

Zur Gewinnung eines Bildes der Widerstandsfähigkeit der Rohre 9 bis 12 sind die Zuganstrengungen des Betons an der Innenfläche

[26]) Vgl. auch die früheren Darlegungen in „Bauingenieur" 1923, S. 221.

[27]) Als Bewehrung fanden sich nach dem Versuch: außen 5 Ringe auf 28 cm Rohrlänge, innen 4 Ringe auf 32 cm Rohrlänge, sämtlich aus 3 mm Draht.

nach Gleichung (6) für die Lasten berechnet worden, unter welchen die ersten Risse beobachtet wurden, und zwar der Einfachheit halber unter Außerachtlassung der verhältnismäßig geringen Bewehrung. Diese Rechnung liefert für Rohr

| | 9 | 10 | 11 | 12 | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\sigma_i$ = | 11,9 | 9,1 | 14,5 | 14,1 | kg/cm², |
| $\sigma_a$ = | 8,2 | 6,4 | 9,9 | 10,5 | „ , |

im Mittel $\sigma_i$ = 12,4 kg/cm² und

$\sigma_a$ = 8,7 „ .

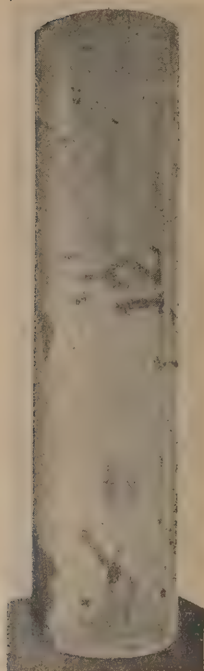


Abb. 33. Rohr 12 unter $P_a$ = 2000 kg. und $p_i$ = 0,8 at, 20 Minuten nach Beginn der Belastung.

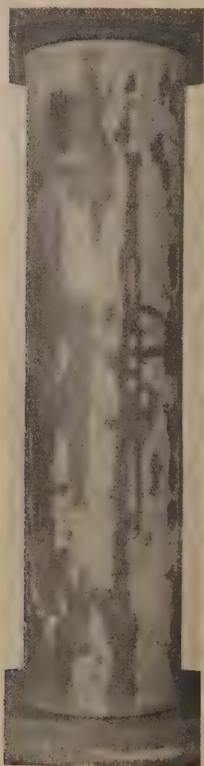


Abb. 34. Rohr 12 unter $P_a$ = 2000 kg und $p_i$ = 0,8 at, 4 Stunden nach Beginn der Belastung.

## 6. Schlußbemerkung.

Zur Beurteilung der Versuchsergebnisse dürfte besonders hervorzuheben sein, daß es sich um Rohre handelt, die — soweit die Feststellungen reichen — in der Kriegszeit hergestellt wurden und dann 4 Jahre der Witterung ausgesetzt waren.

Die Versuche zeigten u. a. im Einklang mit früheren Beobachtungen[28]), daß die Wasserdurchlässigkeit der Rohre durch Feuchthalten des Betons (Wasserfüllung der Rohre) vermindert wurde.

Die tangentiale Anstrengung des Betons an der Innenfläche der Rohre ergab sich für die Belastung beim Auftreten

**Zusammenstellung 4.**

Gesamte Verlängerung des Betons bei Zugbelastung, unmittelbar vor dem Bruch.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|
| Zusammensetzung des Betons (Raumteile) | Lagerung | Alter am Prüfungstag<br>Tage | Verlängerung λ unmittelbar vor dem Bruch (Durchschnitt aus den Messungen an der oberen und unteren Fläche)<br>in mm auf 1 m | Zugfestigkeit $K_z$<br>kg/cm² | $\lambda : K_z$ |
| 1 Zement L, 2 Neckarsand, 3 Neckarkies (R 1050) | unter nassen Säcken | 88 | 0,068 | 17,2 | 0,0040 |
| 1 Zement D, 1½ Sand „Ki", 1½ Basaltgrus (A 1) | während 4 Wochen vor der Prüfung unter nassen Säcken, vorherige Lagerung wahrscheinlich vorwiegend trocken | rund 11 Monate | 0,152 } 0,13 | 35,1 } 30,5 | 0,0043 |
| (A 3) | | | 0,104 | 25,9 | |
| 1 Zement, 1 Schlammsand, 0,5 Sand bis 2 mm und 2,5 Sand bis 6 mm . . . . . (B 1) | do. | rund 10 Monate | 0,073 } 0,07 | 15,6 } 14,2 | 0,0049 |
| (B 3) | | | 0,067 | 12,9 | |
| 1 Zement „H", 1½ Sand „Ki", 1½ Basaltgrus (C 1) | do. | rund 10 Monate | 0,11 } 0,11 | 24,7 } 23,5 | 0,0047 |
| (C 2) | | | 0,12 | 24,2 | |
| (C 3) | | | 0,097 | 21,6 | |
| 1 Zement „H XIII", 2 Rheinsand, 3,5 Basaltsplitt . . . . . . ($R_0$ 18) | unter nassen Tüchern | 97 | 0,068 } 0,064 | 15,2 } 15,5 | 0,0041 |
| ($R_0$ 20) | do. | 96 | 0,063 | 16,3 | |
| ($R_0$ 22) | do. | 112 | 0,060 | 15,1 | |

Die Werte $\sigma_i$ fielen hier kleiner aus als bei den jüngeren Rohren unter A, welche in der Materialprüfungsanstalt hergestellt worden sind. Inwieweit hierbei das Vorhandensein von Schwindrissen, die Zusammensetzung des Betons und die Art der Herstellung desselben beteiligt sind, sei zunächst dahingestellt.

Die mittlere Zugspannung der Bewehrung fand sich für die unter 1 bis 4 angegebenen Höchstlasten beim Rohr

| | 9 | 10 | 11 | 12 | |
|---|---|---|---|---|---|
| zu $\sigma_e$ = | 2597 | 1335 | 2958 | 3793 | kg/cm². |

von Rissen an der Außenfläche zu durchschnittlich $\sigma_i$ = 12,4 kg/cm², also geringer als bei den Versuchen unter A. An diesem Ergebnis wird der Umstand wesentlich beteiligt gewesen sein, daß auf den Rohren durch die lange Lagerung im Freien viele feine Schwindrisse entstanden waren.

## Anhang.

Neuere Feststellungen über die Dehnungsfähigkeit des Betons bei Zugbelastung.

Da die Widerstandsfähigkeit der Eisenbetonrohre in erster Linie von der Widerstandsfähigkeit des Betons gegen Zugbeanspruchung abhängt, ist es wichtig, das Verhalten des

[28]) Bauingenieur 1923, S. 221 u. f.

Betons bei Zugbelastung zu verfolgen. Über den Einfluß der Zusammensetzung des Betons und den Einfluß der Behandlung desselben auf die Größe der Zugfestigkeit, ferner über die Größe der Zugelastizität des Betons ist bereits an anderer Stelle berichtet worden[29]). Weiteren Einblick gewähren inzwischen durchgeführte Beobachtungen über die Dehnung des Betons unmittelbar vor dem Bruch, also der Verlängerungen, welche erreicht wurden, ehe ein Riß entstand.

Zusammenstellung 4 enthält die Ergebnisse.

Die Verlängerungen unmittelbar vor dem Bruch fanden sich hiernach zu

$\lambda = 0{,}060$ bis $0{,}152$ mm auf 1 m,
bei $K_z = 12{,}9$ „ $35{,}1$ kg/cm² Zugfestigkeit.

Wird der Quotient $\lambda : K_z$ gebildet, also die Dehnung auf die Zugfestigkeit bezogen, so ergibt sich gemäß Spalte 6:

$\lambda : Kz = 0{,}004$ bis $0{,}0049$ mm auf 1 m,

also Werte, die sich nicht erheblich unterscheiden, was beachtenswert erscheint.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.*

### Baustoffkunde.

**995.** Mauerstärke und Brennstoffbedarf. Von Ing. A. Habel, Leipzig. Beton u. Eisen 1923, Nr. 11, S. 146—148. Ermittlung des Unterschiedes des Wärmeverlustes einer Mauer von 25 cm und einer von 38 cm Stärke für mitteldeutsche Witterungsverhältnisse.

**996.** Das Lagermetall „Thermit". Von G. v. Hanffstengel. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 19, S. 455, 4 Abb. Eine neue Metallegierung, die allen Anforderungen an ein hochwertiges Lagermetall entspricht.

**997.** Das Verhalten von Beton und Mörtel im Moor. Von Ing. Dr. Hasch. Z. d. Ö. I.- u. Arch.-V. 1923, Nr. 19/20, S. 120—121. Ergebnisse von Versuchen: Auf die Dauer vermögen dünnwandige Zementkörper den Angriffen saurer Moorwässer nicht standzuhalten.

### Baumaschinen.

— — — —

### Statik und Festigkeitslehre.

**998.** Spannungsverhältnisse in Druckstollen. Von Ziviling. Dr. v. Posch, Innsbruck. Wasserkraft 1923, Nr. 12, S. 152—156. Elastizitäts-theoretische Beweise für die Unhaltbarkeit der aus der Rohrtheorie abgeleiteten Spannungen und Deformationen beim Grenzübergang auf die unendliche Masse. Vorschläge zu neuen Berechnungsmethoden. Entgegnung auf Dr. Mülhofer (Heft 8).

**999.** Berechnung der Biegungsmomente mit Bemessung der Wandquerschnitte der Silozelle mit Hilfe des Einspannungsgrades bei Berücksichtigung der Schrägen. Von Dr.-Ing. Palen, Dresden. Beton u. Eisen 1923, Nr. 9 u. 10, S. 125 bis 126 u. 149—150, 3 Abb. Ableitung der im Taschenbuch von M. Foerster durch Prof. Löser angegebenen Formeln.

**1000.** Zur Momentenermittlung durchlaufender Eisenbetontragwerke. Von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch, Stuttgart. Beton u. Eisen 1923, Nr. 13, S. 174 bis 175. Stellungnahme zu dem gleichlautenden Aufsatz von Prof. Löser im Bauingenieur, Nr. 7.

**1001.** Berechnung exzentrisch gedrückter Stäbe mit gleichförmiger Querbelastung. Von Franz Faltus. Z. d. Ö. I.- u. Arch.-V. 1923, Nr. 21/22, S. 132—133, 2 Abb. u. eine Tabelle. Formeln, die besonders für die Berechnung exzentrisch angeschlossener Stäbe der horizontalen Windverbände eiserner Brücken verwendbar sind. Vgl. Nr. 1028.

### Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

**1002.** Die Schleppbahn Ternitz—Wimpassing. Betrachtungen über eine Schwarzabrücke. Von Dipl.-Ing. S. Schuschony, Wien. Z. d. Ö. I.- u. Arch.-V. 1923, Nr. 21/22, S. 130—131, 6 Abb. Besprechung einer hölzernen Brücke mit acht Öffnungen von je 8,54 m bzw. 7,53 m Stützweite. Baueinzelheiten, Bauzeiten.

c) Stein- und Betonbrücken

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

**1003.** Neubau der Ernst-Mantius-Brücke über die Bille in Bergedorf. Von Dr.-Ing. Kuball, Hamburg. Beton u. Eisen 1923, Nr. 13, S. 168—176, 10 Abb. Angaben über Berechnung und Ausführung der in Eisenbeton erstellten Brücke.

e) Eiserne Brücken.

— — — —

### Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

**1004.** Die Fischhalle Ymuiden. Von Oberingenieur M. De Moet in Bveda (Holland). Beton u. Eisen 1923, Nr. 12, S. 153—154, 4 Abb. Über die Ausbildung der in Eisenbeton aufgeführten Anlage.

**1005.** Magazingebäude für das Rheinisch-Westfälische Elektrizitätswerk Essen. Von Oberingenieur H. Hünecke und Dipl.-Ing. E. Viola, Essen und Duisburg. Beton u. Eisen 1923, Nr. 13, S. 165—168, 11 Abb. Berechnung und Ausführung der in Eisenbeton erstellten Anlage.

### Gründungsarbeiten usw.

— — — —

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

**1006.** Der Geschieberückhalt der Stauseen und seine Einwirkung auf ein Flußgebiet. Von Dr. J. Putzinger, Salzburg. Z. d. Ö. Ing.- u. Arch.-Vereins, 1923, Nr. 19/20, S. 118—120. Die Bedeutung der Änderung des bisherigen Beharrungszustandes des Unterlaufs eines Gewässers beim Einbau von Staumauern. Abhilfemaßnahmen. Art der Geschieberäumung aus den Stauseen.

**1007.** Die Schlammführung einiger steirischer Gewässer. Von Prof. Dr. J. Stiny, Bruck. Z. d. Ö. Ing.- u. Arch.-Vereins 1923, Nr. 19/20, S. 121/122. Übersicht über die Gewichte des in vollkommen lufttrockenen Zustand gewonnenen Schwebestoffes. Folgerungen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

**1008.** Die Erweiterung des Hafens von Trelleborg. Von Dr.-Ing. G. de Thierry. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 20, S. 485—489, 7 Abb. Besprechung der preisgekrönten Entwürfe. Vgl. Nr. 1034.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

**1009.** Versenkwalze für bewegliche Wehre. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 22, S. 550—551, mit 4 Abb. Ausführungen der M. A. N., Werk Gustavsburg.

**1010.** Überschlägliche Berechnung der Stauspiegelschwankung von Wasserkraftwerken. Von Reg.-Baumstr. Dr. Leiner, München. Wasserkraft 1923, Nr. 12, S. 150—152, 2 Abb. Formeln, wenn gestauter Fluß, Kanal oder seeartiges Gewässer als Ausgleichbecken vorhanden.

**1011.** Über Ausbildung und Erfahrungsergebnisse verschiedener kleiner Kanaltypen für Wasserkraft- und Bewässerungsanlagen. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Haller. Wasserkraft 1923, Nr. 12, S. 145—149, 8 Abb. Mitteilung über Ausbildung und Erfahrungen in Amerika. Rechteckige Holz- und Eisenbetongewinnung; Zementauskleidung; Dehnungsfugen; Asphaltdichtung; Lebensdauer; Spritzbetonverfahren.

---

[29]) Graf, Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton, und Mauerwerk, die Zugfestigkeit des unbewehrten und bewehrten Betons, S. 84 u. f.; Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, 1. Band, S. 81 u. f.; Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens.

1012. Der Fall des Wassers bei Bauwerken. Von Geh. Baurat Graevell. Die Wasserkraft 1923, Nr. 5, S. 51 bis 55, Nr. 7, S. 79—82. Theoretische Betrachtungen über den freien Wasserstrahl, den Überfall über eine Kante, den Stoß auf einen festen Körper, auf ein Wasserpolster und über Sturzbecken bei Wehren.

1013. Über Talsperrenschieber. Von Dr.-Ing. E. v. Willmann, Bad Tölz. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 20, S. 490—492, mit 12 Abb. Die beim Öffnen und Schließen von Talsperrenschiebern auftretenden Kräfte und die Verminderung ihrer nachteiligen Wirkungen. Beispiel.

1014. Die Maschinenanlage des Murgwerkes. Von Baurat E. Treiber, Karlsruhe. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 18, S. 429—435, mit 12 Abb. Zweck und wasserwirtschaftliche Grundlagen des badischen Murgwerkes. Die Gesamtanlage und der maschinelle Teil der Krafterzeugungsanlagen. Hochdruck- und Niederdruckwerk. Das Schwarzenbachwerk.

1015. Turbinen und Regler des Kraftwerkes Ritom der Schweizerischen Bundesbahnen. Von Dipl.-Ing. V. Gelpke, Luzern. Z. d. V D. I. 1923, Nr. 18, S. 436—443, mit 21 Abb. Berücksichtigt sind besonders die Sicherungen gegen Druckstöße und sonstige Betriebsstörungen.

1016. Versuche an der Kaplanturbine. Vom Kaplan-Turbinen-Konzern. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 18, S. 444 bis 447, mit 7 Abb. Versuchseinrichtung und Versuchsergebnisse.

1017. Die Wasserkräfte der Alz. Von E. Mattern, Potsdam. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 19, S. 462—465, mit 13 Abb. Mitteilungen über den bisherigen Ausbau der Alz für elektrochemische Zwecke. Kraftwasserkanäle in Bayern.

1018. Die Sorpe-Talsperre. Bautechnik 1923, Nr. 29, S. 295/296. Vom Ruhrtalsperrenverein, der bisher elf Staubecken mit etwa 190 Mill. m³ Stauinhalt errichtete, beschlossener Neubau im Kreise Arnsberg. Inhalt 73 Mill. m³; Erddamm von 64 m Höhe mit Dichtungskern aus Mauerwerk.

1019. Neue Wasserkraftanlage für 450000 PS am Niagara. Wasserkraft 1923, Nr. 11, S. 137. Jetzige Ausnützung und neues Projekt der American Super-Power-Corporation, Buffalo. Konkurrenzunternehmen gegen die Niagara Falls Power Co.

1020. Das Wasserkraftwerk Fully. Von Fr. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 19, S. 467—468, mit 9 Abb. Angaben über Leistungsfähigkeit und Ausbildung der Anlage.

1021. Das Wasserkraftwerk an der unteren Isère. Zentralblatt 1923, Nr. 51/52, S. 306—08, 7 Abb. Auszug aus Genie Civil, Band LXXX, Nr. 8. Allgemeine Lage und Bemessungsgrundlagen. Gefälle 10 m. Leistung 28000 kW. Beschreibung der Wehr- und Kraftanlage.

1022. Die großen Wasserkraftanlagen Italiens. Wasserkraft 1923, Nr. 6, S. 73. Auszug aus den italienischen Annalen des hohen Rats für Wasserkraftanlagen.

1023. Die Kraftausnutzung von Flut und Ebbe an der französischen und englischen Meeresküste. Von E. Mattern, Potsdam. Zentralblatt 1923, Nr. 53/54, S. 316—319, 6 Abb. Grundsätzliches zur Ausnützung der Gezeiten und der Stoßkraft der Meereswellen. Jetzige Pläne in England und Frankreich.

1024. Aus der Geschichte des Wasserkraftrechts. Von Kloes, Dresden. Wasserkraft 1923, Nr. 11, S. 134—136. Entwicklung seit der Zeit des Sachsenspiegels (1225).

1025. Der Bau von Druckstollen für Wasserkraftwerke. Von Otto Graber, Luzern. Beton und Eisen 1923, Nr. 13, S. 170—173, mit 4 Abb. Über die Porigkeit des Zements und daraus zu folgende Maßnahmen für die Herstellung von Druckstollen.

1026. Wasserstollenbau im druckhaften Gebirge. Von Ing. Franz Lepnik. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 19/20, S. 116/118, mit 5 Abb. Wege zur Bekämpfung der Wasserdurchlässigkeit.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

### Straßenbau.

— — — —

### Eisenbahnbau und -betrieb.

1028. Festigkeitsversuche mit geschweißten Schienenstößen. Von Geh. Regrat Wernekke, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 28, S. 285—286, 6 Abb. Ergebnis von Versuchen in Boston nach Electric Railway Journal vom 31. 3. 1923. Prüfung auf Abscheren, Zug, Durchführung.

1029. Untersuchung an einer Stellwerkpreßluftanlage. Von Regbrt. Hoepner, Hannover. Verkehrstechnik 1923, Nr. 24, S. 201—204, 7 Abb. Untersuchung von eingetretenen Mängeln einer Anlage mit 108 Signal- und 237 Weichenantrieben.

1030. Zweck und Bedeutung des elektrischen Stellwerkes in betrieblicher und wirtschaftlicher Hinsicht. Von Oberingenieur Becker, Darmstadt. Bautechnik 1923, Nr. 28, S. 284—285. Allgemeine Erläuterungen und Beispiel des Hauptbahnhofs Nürnberg.

1031. Über Sicherungsanlagen mittels Schlüsselkasten. Von Geh. Baurat Seyberth, Breslau. Bautechnik 1923, Nr. 26, S. 269—270, 5 Abb. Beschreibung für Gleisanschlüsse auf freier Strecke.

1032. Zulassung und Entziehung des Privatanschlusses. Von Justizrat Dr. Schmidt-Ernsthausen, Düsseldorf. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 27/28 (Beiblatt „Das Anschlußgleis" Nr. 5), S. 210—211. Stahl u. Eisen 1923, Nr. 28, S. 912—914. Rechtliche Grundlagen.

1033. Zusammenarbeit zwischen Eisenbahn und Kraftwagen. Von Dr. jur. Teubner, Berlin. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 25, S. 405 bis 407. Beispiel aus Berlin.

1034. Eisenbahnfähranstalten. Von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. Cauer, Berlin. Verkehrstechnische Woche 1923, Nr. 23/24 u. 25/26, S. 166—170 u. S. 182—189, 18 Abb. Ausführliche Beschreibung von Fährschiffen, Fährbahnhöfen und ausgeführte Beispiele von Hafenbahnhöfen.

1035. Drahtlose Telephonie im Verkehr mit fahrenden Zügen. Von Regbrt Hempke, Altona. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 28, S. 453 bis 455. Lösung des Problems durch die Gesellschaft für Funktelegraphie Dr. Erich Huth, Berlin. 1½ Jahre durchgeführte Versuchsfahrten auf der Strecke Berlin—Hamburg, Benutzung der an den Bahnlinien entlang laufenden Telegraphendrähte.

1036. Elektrisierung der Eisenbahnen Frankreichs. Wasserkraft 1923, Nr. 12, S. 157—158. Arbeiten des Chemins de fer de Paris à Orléans.

1037. Eisenbahnelektrisierung in Europa. Die Elektrisierung der japanischen und italienischen Eisenbahnen. Verkehrstechnik 1923, Nr. 26, S. 225. Stand der Arbeiten, Art des Stromes der Lokomotiven usw.

1038. Über einige Erfahrungen bei der geologischen Begutachtung von Eisenbahnprojekten. Von Prof. Dr. Mohr, Graz. Österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst 1923, Nr. 7, S. 116—118. Mahnung, vor Festlegen einer Trasse einen Geologen zu Rate zu ziehen.

1039. Wirtschaftlichkeit im Eisenbahnbetriebe. Von Staatssekretär Rumbier, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 28, S. 237—243. Vortrag, gehalten in der Akademie des Bauwesens am 19. April 1923.

1040. Der Stand der Elektrisierung der Österreichischen Bundesbahnen zu Beginn des Jahres 1923. Von Ing. Paul Dittes. Z. d. Ö. I.- u. Arch.-V. 1923, Nr. 19/20, S. 109—116, 10 Abb. Übersichtliche Darstellung der letzten Fortschritte.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

1041. Ergebnisse der Weiterarbeit im Eisenbetonschiffbau. Von Dipl.-Ing. A. Brune, Minden (Westf.). Beton u. Eisen 1923, Nr. 12, S. 161—162. Eine Anzahl neuerer Beispiele sprechen für die Verwendung des Eisenbetons im Schiff- und Dockbau.

1042. Entwurf zu Eisenbetonvorschriften für die Tschechoslowakei. Von Dr.-Ing. Ellerbeck, Berlin. Beton u. Eisen 1923, Nr. 12, S. 154—156. Auszug aus dem „Entwurf neuer Vorschriften für Eisenbetonbauten" von Ing. Gustav Hermann im Ministerium für öffentliche Arbeiten in Prag.

Vgl. Nr. 927, 1000, 1004 u. 1005.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

— — — —

### Holzbau.

— — — —

### Städtebau und Städtischer Tiefbau.

— — — —

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

— — — —

### Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

— — — —

### Bauunfälle.

— — — —

### Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

**1043.** Gleitmarkwertvertrag. Von Oberingenieur F. Lange, Düsseldorf. Beton u. Eisen 1923, Nr. 12, S. 156—161, 3 Tabellen. Zwei nach den Gesichtspunkten der Praxis durchgearbeitete Vorschläge für Bauverträge, die auf den vorkriegszeitlichen Werkvertrag mit Festpreisen aufgebaut sind und der Geldentwertung Rechnung tragen.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

**1044.** Der Leistungsfaktor im Fabrikbetrieb. Von Oberingenieur L. Schlüter, Berlin. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 20, S. 495—497, 2 Abb. Die Verwendung des neuen Synchronmotors zur Verbesserung des Leistungsfaktors. Beispiele.

**1045.** Glastechnik. Z. d. V. D. I. 1923, Nr. 21. Fachheft, enthaltend Aufsätze über Aufgaben und Ziele der Glastechnik, Glaserzeugung und Glasbearbeitung. Glaserzeugnisse (s. auch V. D. I. Nr. 22, über Das Schleifen und Polieren von Spiegelglas).

**1046.** Die Technik, ihr Wesen und ihre Beziehungen zu anderen Lebensgebieten. Von Dr. Hoefft. Z. d. Ö. I.- u. Arch.-V. 1923, Nr. 21/22, S. 128 bis 130. Besprechung des kürzlich erschienenen Werkes obigen Titels von Prof. Dr.-Ing. R. Weyrauch.

**1047.** Deutsche Ingenieure in Holländisch-Indien. Von Dr.-Ing. N. Assam. Z. d. Ö. I.- u. Arch.-V. 1923, Nr. 21/22, S. 127—128. Wenig Gelegenheit zur unbehinderten fachlichen Betätigung; Anfeindungen.

---

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Zuschrift zu dem Aufsatz Eisenbahnschwellen aus Eisenbeton.

(Heft 1, Jahrg. 1923.)

Von Regbm. Dr.-Ing. W. Petry.

An mehreren Stellen seines Aufsatzes weist der Herr Verfasser auf einen Vorteil der Eisenbetonschwellen hin: die ruhigere Lage gegenüber allen anderen Schwellen, verursacht durch doppeltes bis dreifaches Gewicht. — Spielt das relativ kleine Eigengewicht der Schwellen gegenüber den Lasten eines fahrenden Zuges überhaupt eine Rolle? Wohl kaum, und es scheint mir doch wirtschaftlich, wenn das Gewicht auf das praktisch und statisch wirtschaftliche Mindestmaß beschränkt wird. Die in Abb. 2 der Abhandlung dargestellte Schwellenform (Querschnitt) scheint mir deshalb doch besser als die der Abb. 4. Die Übelstände, die sich bei der Probe dieser Schwellen gezeigt haben, liegen zweifellos nur an der Schienenbefestigung und an der Bewehrung der Schwellen, nicht aber an der Schwellenform. Besonders die Länge von 2,7 m der Schwellen, die, nach der Abhandlung zu urteilen, bisher nur geprobt wurden, ist wohl mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit (Bettungsverschleiß) beizubehalten. Wenigstens sind die Überlegungen, die zu der kürzeren Schwellenlänge von 2,2 m führen, nicht ganz einwandfrei.

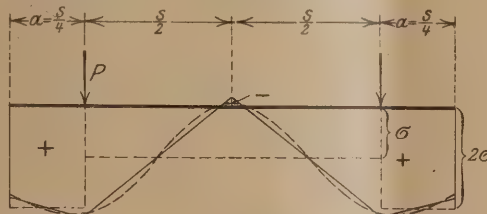



Abb. 1.

Der Herr Verfasser errechnet die Länge der Asbestonschwelle aus der Bedingung, daß der gleichbleibende Querschnitt an den Punkten der größten Momente gleich beansprucht wird, d. h. in Schwellenmitte und am Schienenauflager. Praktisch verlegt er die Schwelle so (durch Unterstopfen), daß das Moment in Schwellenmitte gleich Null wird.

Die Belastungsannahme, d. h. die Annahme der Bettungsreaktion, die der Berechnung zugrunde liegt, ist so: Auf Teil a der Schwelle fällt dieselbe Spannungsfläche wie auf Teil s/2. Das ergäbe für das errechnete $a = s/4$ ein Spannungsbild nach Abb. 1, da die Ordinate unter Schienenauflager unbedingt größer sein muß als am Schwellenende.

In der Mitte der Schwellen würde also — wenn auch nur geringe — negative Reaktion auftreten, damit die Gleichgewichtbedingungen erfüllt seien, — ein unmöglicher Fall.

Der Wirklichkeit näher liegt ohne Zweifel der Fall der gleichmäßigen Reaktion auf die ganze Schwellenlänge. Rechnen wir mit dieser, so ergibt sich folgendes (Abb. 2):

$$p = \frac{P}{a + \frac{s}{2}};$$

$$-M_a = -\frac{P}{2} \cdot \frac{a^2}{a + s/2}$$

$$+M_m = +\frac{P}{2}(a - s/2)$$

Bei Gleichsetzung der rechten Seiten der Gleichungen:

$$-\frac{a^2}{a + s/2} = a - \frac{s}{2}$$

$$a = \frac{s}{\sqrt{8}} = \frac{1}{2,83}; \text{ bei } s = 1,5 \text{ m} \cong 0,53 \text{ m}$$

gegenüber dem im Aufsatz errechneten $a = s/4 \cong 0,38$ m. Es wäre also unter Beibehalt der Bedingungen gleicher Momente (bei ganz unterstopfter Schwelle) zu wählen zwischen $2a + s = 2,25$ m und $2a + s = 2,55$ m. Sagen wir uns jedoch von dieser Bedingung los und verlangen Moment in der Mitte gleich Null, so wäre für die Bemessung der Schwellenlänge hauptsächlich die Höhe des Bettungsdruckes maßgebend, dem doch wohl der Bettungsverschleiss direkt proportional ist.

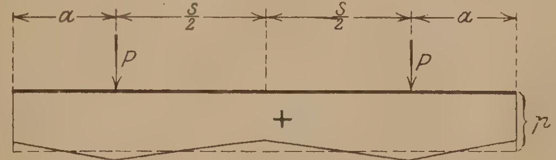



Abb. 2.

Bei Unterstopfung der Schwelle vom Schienenauflager zur Mitte hin um das Stück a ergibt sich für die bisher gebräuchlichen Schwellen von 2,7 m Länge eine Auflagerlänge von 1,2 m. Bei der Schwelle von 2,2 m Länge wird dieses Maß gleich 0,75 m. Die Bettungsdrücke verhalten sich also wie $\frac{1,2}{0,75} = 1,6$, d. h. der bisherige Bettungsdruck erhöht sich um 60 vH. Ist die Wirkung dessen schon längere Zeit erprobt?

Es scheint mir unglaublich, daß die vorgeschlagenen kürzeren Schwellen „unbedingt“ ruhig liegen und ein „Bettungsverschleiß“ ausgeschlossen ist.

Dipl.-Ing. A. Koch, Geilenkirchen (Rhld.).

### Bemerkungen zu der Zuschrift des Herrn Dipl.-Ing. Koch in Geilenkirchen.

Zu der oben wiedergegebenen Zuschrift bemerke ich folgendes: Daß das ruhige Fahren auf der Asbestonschwelle, die im Mittel das dreifache Gewicht der Holz- und das vierfache der Eisenschwelle besitzt, lediglich auf diese Gewichtsvermehrung zurückzuführen ist, ist in meinem Aufsatz nirgends behauptet worden. Es ist vielmehr ausdrücklich auf die Erkenntnis hingewiesen, daß die Ursache des ruhigen Fahrens auf Asbestonschwellen in der Hauptsache in der elastischen Wirkung der Asbeston-Einsätze zu suchen ist, in welche die Schienenschrauben eingedreht sind. Weiter ist bemerkt worden, daß die Asbestonschwellen vermöge ihres größeren Gewichts ein ruhigeres Auflager der Schiene zu bieten vermag als Holz- oder Eisenschwellen. Dies ist vollständig richtig, da das Rad beim Betreten der Schwelle diese zu heben und nach Überschreiten der Mitte den gehobenen Teil wieder herabzudrücken sucht. Da es sich hier nur um virtuelle Bewegungen handelt, so spielt das größere Gewicht jeden-

falls eine erhebliche Rolle, wenn es sich bei den vom Rade entfernteren Schwellen auch nicht um sehr erhebliche Auflagerreaktionen handelt.

Herr Dipl.-Ing. Koch hält den T-förmigen Querschnitt der Schwelle für richtiger als den trapezförmigen. Demgegenüber muß darauf hingewiesen werden, daß der Querschnitt in der Mitte der Schwelle bei gleichmäßigem Auflager auf der ganzen Länge im oberen Teil auf Zug, im unteren Teil auf Druck beansprucht wird. Im Querschnitt an den Schienenauflagern ist die Beanspruchung gerade umgekehrt. Es müßte also, wenn man der Anregung des Herrn Koch folgen und einen T-förmigen Querschnitt wählen wollte, der Querschnitt in der Mitte den horizontalen Balken unten haben, eine Anordnung, die praktisch undurchführbar ist. Deshalb hat sich der Konstrukteur der ersten Schwelle mit T-förmigem Querschnitt damit geholfen, daß er den vertikalen Balken an den Auflagern erheblich verbreitert hat, wodurch er gezwungen war, die durchgehenden Rundeisen der Bewehrung zu kröpfen; eine Ausführung, welche durch die virtuellen Bewegungen an den gekröpften Stellen früher oder später immer zu Rissen führt.

Für die Herstellung ist zweifelsfrei die prismatische Form, die die Anordnung von durchaus geraden Rundeisen als Bewehrung ermöglicht, die einzig richtige und daher erstrebenswerte. Das Bestreben, die prismatische Form auch wirtschaftlich als berechtigt erscheinen zu lassen, führt zu der Forderung, die Momente in der Mitte und am Schienenauflager bezüglich ihrer absoluten Größe gleich zu halten.

Für die Berechnung der Schwellenlänge, welche dieser Anforderung genügt, ist angenommen worden, daß sich der Schienendruck vom Auflagerpunkt zu gleichen Teilen auf beiden Seiten der Schwelle verteilt. Es wird ohne weiteres zugegeben, daß streng wissenschaftlich diese Voraussetzung nur angenähert zutrifft; aber es ist zweifellos natürlicher als der Vorschlag von Herrn Koch, den Schienendruck auf die ganze Schwellenlänge gleichmäßig zu verteilen. Bei der Asbestonschwelle kommt noch dazu, daß sie vom Schienenauflager ab auf gleiche Länge unterstopft, in der Mitte aber frei liegen soll, so daß in der Regel nur das Auflagermoment in Betracht kommt, während das Moment in der Mitte nahezu verschwindet. Nur für den Fall, daß die Schwelle vorschriftswidrig auf die ganze Länge unterstopft wird oder daß man sie auf gewachsenen Boden auflegt, tritt eine erhebliche Beanspruchung des mittleren Querschnitts auf, die aber im Maximum die Beanspruchung am Schienenauflager nicht übersteigen soll.

Es ist vollständig richtig, daß für die Länge der Schwelle nicht nur der vorstehend ausgeführte wirtschaftliche Vorteil allein maßgebend sein soll, sondern es muß auch Rücksicht darauf genommen werden, daß der Bettungsdruck ein gewisses Maß nicht übersteigt. Bei den Abmessungen der Schwelle, die sich aus den Raumerfordernissen für die Asbeston-Einsätze, Aufbringen der Unterlagsplatte und Unterbringung der Armatur usw. ergeben, bleibt der Bettungsdruck bei den gewöhnlichen Raddrücken von 8 t bei der Schwellenlänge von 2,20 m und 2,50 m in absolut zulässigen Grenzen. Für größeren Raddruck, mit dem man in Zukunft wird rechnen müssen, steht man vor der Wahl, entweder die Auflagerbreite oder die Länge der Schwelle zu vergrößern oder zu einer Formveränderung überzugehen, worüber weitere Versuche im Gange sind.

Herr Dipl.-Ing. Koch findet es unglaublich, daß die vorgeschlagenen kurzen Schwellen ruhig liegen und ein Bettungsverschleiß ausgeschlossen ist. Die Lage der Schwelle ist keine Glaubenssache, sondern lediglich eine Tatsache, die durch die Beobachtungen einwandfrei festzustellen ist. Der Bettungsdruck ist aber lediglich Funktion der Bewegung der Schwelle. In dieser Beziehung ist es ebenso feststehend, daß die starren Asbestonschwellen beim Darüberfahren der Züge sich unvergleichlich weniger bewegen und den Druck wesentlich ruhiger auf die Unterlage übertragen als die biegsamen Holz- oder Eisenschwellen, die unter dem Schienendruck unmittelbar nachgeben, wie man dies bei jedem darüberfahrenden Zug beobachten kann.

Dr.-Ing. W. Petry.

## Aquadukt aus Eisenbeton.

Die Canadian Pacific Railway Company hat zur Erschließung der von ihr durchschnittenen Gebiete im Westen Canadas umfangreiche Bewässerungsbauten selbst ausgeführt. In Frage kommen dabei im Staate Alberta rd 1 Mill. ha, von denen ein Drittel bereits bewässert ist und bebaut wurde. Das Wasser wird dem Bow-Fluß entnommen. Der Staudamm besteht aus Erdschüttung und Eisenbetonmauer. Der Erddamm ist 13,5 m hoch, über 210 m lang und an der stärksten Stelle 105 in der Sohle dick. Er enthält 800 000 m³ Massen. Die Oberwasserböschung ist mit Betonplatten abgedeckt. Die Überfallmauer aus Eisenbeton hat 216 m Länge, enthält 3300 m³ Beton und 1125 t Eisen. Bei Hochwasser wird sie 12 m hoch überflutet.

Eine zweite Wasserentnahme findet am See Newell statt. Der Hauptabfluß übersetzt ein breites Tal mit dem Brooks Aquadukt. Dieser ist aus Eisenbeton, 3200 m lang, erforderte 4100 m³ Beton und 1600 t Eisen. Er besteht aus 2 langen Reihen Säulen mit durchgehenden Balken, zwischen denen ein offener Trog aufgehängt ist, der in der Sekunde 25 m³ Wasser fördert. Sein Querschnitt ist so geformt, daß bei Vollfüllung nur Zugspannungen auftreten, keine Biegungs- und Scherspannungen. Die Höhe des Ganzen über Talsohle ist etwa bis 6 m. Es kreuzt auch die Gleise der Canadian Pacific. An dieser Stelle ist der Aquadukt gedükert (ohne recht ersichtlichen Grund — „um eine neue Idee einzuweihen"). Nach Cement and Engineering News 1923, Nr. 3.

Gl.

## Der hydraulische Hebebock „Perpetuum".

Von Ingenieur H. Münstermann, Sterkrade.

***Übersicht.*** Einleitend wird die Arbeitsweise mit dem gewöhnlichen Hebebock beschrieben. Auf die Darlegung der Wirkungsweise des neuen Hebebocks übergehend, wird die Entwicklung des einfachen hydraulischen Hebebocks zur vollendeten, stetig arbeitenden Maschine veranschaulicht. Die Abhandlung schließt unter Hinweis auf die bedeutenden wirtschaftlichen Vorteile mit kurzer Mitteilung geeigneter Arbeitsgebiete für den neuzeitigen Hebebock ab.

Die hydraulischen Hebeböcke gewöhnlicher Bauart, vielfach auch Daumenkräfte genannt, eignen sich nur zum Heben und Senken großer Lasten um ganz beschränkte Höhe. Soll die Last weit über die Hubhöhe des Stempels hinaus bewegt werden, so kann man nur stufenweise vorgehen. Sobald der Stempel beim Heben seine Endstellung erreicht, wird die Last durch ein besonderes Klotzlager abgefangen, damit der Stempel wieder in seine Anfangslage gebracht und der Hebebock entsprechend angehoben und unterklotzt werden kann. Beim Senken vollzieht sich der Arbeitsvorgang in umgekehrter Weise. Das Versetzen des Hebebocks von Stufe zu Stufe geschieht bei den schweren Modellen durch paarweise an der zu bewegenden Last befestigte Flaschenzüge. Abb. A zeigt einen Hebebock in der Anfangsstellung, aus Abb. B ist der Stempel in der Endlage und das

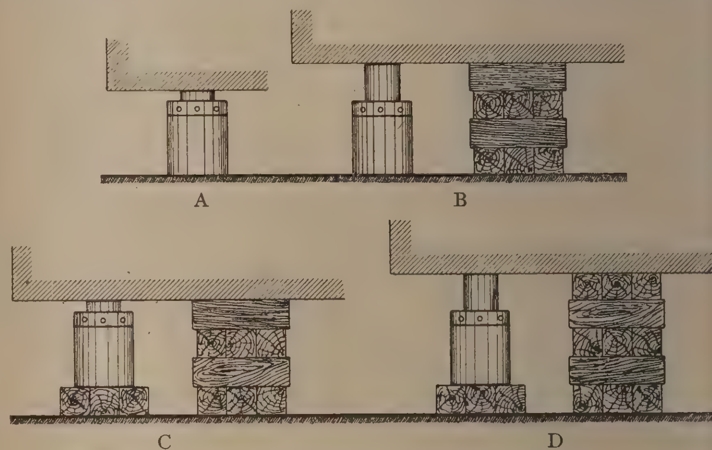


Abb. A bis D: Hebung mit dem alten Hebebock.

nebenanliegende Klotzlager ersichtlich. Nach Abb. C ist der Hebebock nach eingezogenem Stempel bereits angehoben und unterklotzt. Abb. D veranschaulicht den Stempel nach vollendetem zweiten Hub und das entsprechend erhöhte Klotzlager. Wie aus dieser Darstellung erkennbar, ist diese Arbeit recht umständlich, zeitraubend und erfordert Arbeitskräfte. Ein weiterer erheblicher Nachteil besteht in der wechselseitigen Belastung und Entlastung der Klotzlager und dem hiermit verbundenen Dehnen der entlasteten Hölzer, wodurch oft nur ein Bruchteil der Hubhöhe wirksam wird. Der Gedanke, das zweite Klotzlager zu vermeiden und das staffelförmige Versetzen des Hebebocks zu einer rein mechanischen Arbeit zu gestalten, ohne daß das Hebezeug an Handlichkeit einbüßt, beschäftigte seit Jahren weitere Fachkreise, bis eine rheinische Hebezeugfabrik dieses Problem durch eine überraschend einfache Hebevorrichtung, „Perpetuum" genannt, gelöst hat. Diesen neuen Hebebock hier in allen Einzelheiten zu betrachten, gestattet nicht der zur Verfügung stehende Raum. Ich muß mich daher darauf beschränken, Wirkungsweise und Verwendungszweck im folgenden kurz darzulegen.

Die Arbeitsweise geht aus Abb. 1—6 hervor. Zum Heben dient hiernach nicht wie bisher der Stempel, sondern der nach oben geschlossene Zylinder. Die Unterklotzung erfolgt im Verbande, indem die nächstfolgende Lage immer rechtwinklig zur vorhergehenden eingeschoben wird. Die Unterlage, welche aus Holz oder Profileisen bestehen kann, bleibt somit ständig unter Druck, weil die Zylinderfüße und die Stempelfußplatte abwechselnd belastet werden. Die innere Ausbildung der Anlage zeigt Abb. 7. Die mit geräumigem Behälter ausgerüstete Druckpumpe a ist für die Bedienung durch 8 Mann

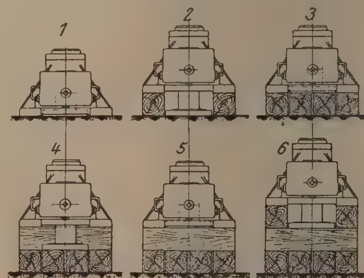


Abb. 1—6. Hebung mit dem neuzeitigen Hebebock.

bemessen und kann in beliebiger Entfernung vom Hebebock angeordnet werden. Der Ventilkasten b enthält die Ventile c und d zur Bewegung des Zylinders e und Stempels f. c und d sind Doppelventile mit je einem Absperr- und Rückschlagkegel, Abb. 8. Beide Kegel sind derart miteinander verbunden, daß der Rückschlagkegel die Flüssigkeit freigibt, wenn der Absperrkegel geschlossen ist, und umgekehrt. Der Rückschlagkegel dient zur Zufuhr der Druckflüssigkeit, während der Absperrkegel den Abfluß aus dem Hebebock ermöglicht. Beim Heben des Zylinders wird der Rückschlagkegel des Zylinderventils geöffnet, gleichzeitig wird der Rückschlagkegel des Stempelventils geschlossen. Damit strömt das Druckwasser durch die Leitung g, während das in dem Raum h befindliche Wasser durch die Leitung i in den Behälter der Pumpe a zurückfließt. Überschreitet der Druck im Raum h die zulässige Grenze, so entweicht die hierin befindliche Flüssigkeit durch das Ventil n, das gleichzeitig als Hubbegrenzungsventil für den höchsten Stand des Stempels dient. Hat der Zylinder seinen höchstzulässigen Stand erreicht, so entweicht die Druckflüssigkeit selbsttätig durch das Hubbegrenzungsventil k beim Anschlag an den Begrenzungshebel l. Nach Vollendung des Zylinderhubes werden die Unterlagen unter die Zylinderfüße geschoben, Abb. 2, und der Zylinder soweit gesenkt, daß er auf der Unterlage fest aufliegt. Nun kann der Stempel gehoben werden, indem der Rückschlagkegel des Stempelventils geöffnet und der Absperrkegel geschlossen wird. Damit fließt die Druckflüssigkeit in den Raum h zurück, während die über dem Stempel in dem Raum m befindliche Druckflüssigkeit nach entsprechendem Einstellen des Zylinderventils in den Behälter der Pumpe a gedrückt wird. Die den einzelnen Arbeitsgängen entsprechenden Ventilstellungen sind durch Pfeile und die Aufschriften „Heben" und „Senken" genau gekennzeichnet, so daß die Arbeit rein mechanisch und fortlaufend in einem Arbeitsgange ausgeführt werden kann.

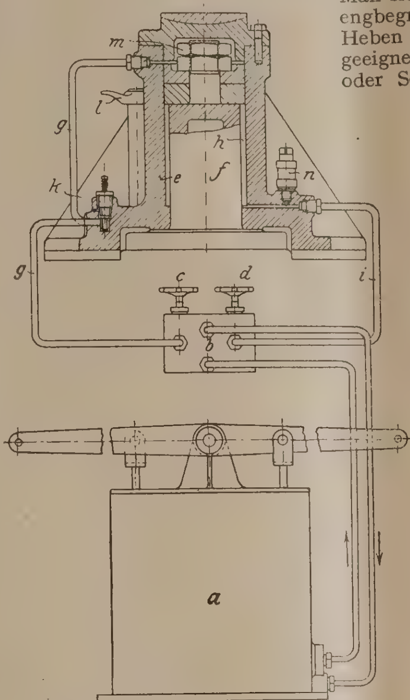


Abb. 7. Neuzeitiger Hebebock mit Druckpumpe.

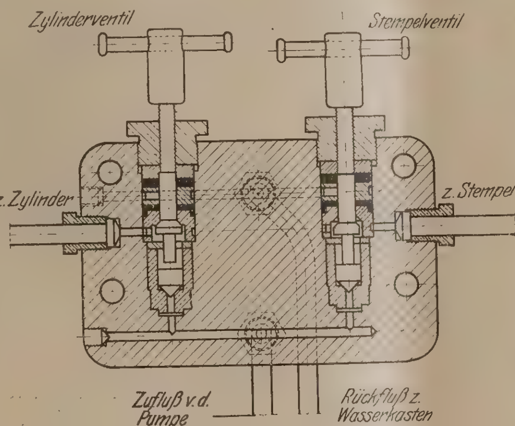


Abb. 8. Ventilkasten zum neuen Hebebock.

Durch die stetige Arbeitsweise dieses Hebebocks ist die Zweckmäßigkeit des maschinellen Antriebes der Druckpumpe von selbst gegeben. Der Ersatz der Handarbeit durch Maschinenleistung wird naturgemäß eine weitgehende Ersparnis an Zeit und Lohnkosten mit sich bringen, besonders wenn es sich um größere Hubhöhen handelt. Abgesehen von dem Einschieben oder Herausnehmen der Unterlagen, sind von Hand nur die Ventile beim Hubwechsel umzustellen, ohne daß die Pumpe zum Stillstand gebracht werden muß. Nebenstehendes Bild (Abb. 9) zeigt eine mittels vier Perpetuum-Hebeböcke um mehrere Meter emporgedrückte Straßenbrücke, wobei je 2 Hebeböcke durch eine elektrisch angetriebene Druckpumpe bewegt wurden. Diese Arbeit ist in verhältnismäßig kurzer Zeit und bei geringem Kostenaufwand von der Gutehoffnungshütte, Oberhausen, anstandslos durchgeführt worden. Man sieht hier, wie der hydraulische Hebebock aus seinem bisherigen engbegrenzten Verwendungsgebiet bereits herausgetreten ist und zum Heben großer Lasten auf ansehnliche Höhe herangezogen wird. Als geeignete Arbeitsgebiete möchte ich noch herausgreifen das Heben oder Senken von Schleusentoren, schweren Gasometerdächern, Verladebrücken, Flußschiffen (zwecks Ausführung von Bodenreparaturen) und dgl.


Abb. 9. Straßenbrücke, durch 4 Perpetuum Hebeböcke um mehrere Meter gehoben.

Überall, wo es gilt, mit wenig Hilfsmitteln, wenigen Arbeitskräften und in möglichst kurzer Zeit räumlich ausgedehnte Konstruktionen zu heben oder zu senken, wird dieser Hebebock, ob von Hand oder maschinell angetrieben, stets ein begehrtes Werkzeug sein. Wo nun die Grenze zwischen Hand- und Maschinenantrieb zu ziehen ist, muß von Fall zu Fall in der Praxis entschieden werden.

---

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Änderungen des deutschen Patentgesetzes.

Inkrafttreten: 15. Juli 1923.

Die Patentdauer ist auf 18 Jahre verlängert worden. Alle Patente, die am 15. Juli 1923 noch zu Recht bestehen, erhalten diese Dauer.

Zusatzpatente kosten die Hälfte der Jahresgebühren der Hauptpatente. Fälligkeit: Anfangstag des Hauptpatentes. Das 1. Patentjahr läuft von der Anmeldung des Zusatzpatentes bis nächstfolgenden Jahrestag des Hauptpatentes.

Nachfrist für Zahlungen von Jahresgebühren: 2 Monate nach Fälligkeit ohne Zuschlag; innerhalb weiterer 2 Monate mit einem Zuschlag von 25 vH der Jahresgebühr.

Änderungen des Gebrauchsmustergesetzes: Zuschlag für Zahlung der Verlängerungsgebühr innerhalb zweier Monate nach Ablauf der ursprünglichen Schutzfrist 25 vH der Verlängerungsgebühr.

Veröffentlichungen in Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichensachen finden vom 1. 10. 23 nur noch im Patentblatt bzw. Warenzeichenblatt statt.

Gebührenerhöhungen vom 15. 7. 23 ab (siehe Anlage).

### Deutsche Patentamts-Gebühren

gültig für ab 15. Juli 1923 fällig gewordene Zahlungen gemäß Verordnung vom 9. Juli 1923. Zusammengestellt von Patentanwalt Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Patente.

Schutzdauer: 18 Jahre.

Anmeldegebühr . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . M 60 000

Jahrestaxen

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Jahr | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| M | 60 000 | 60 000 | 90 000 | 120 000 | 150 000 |
| Jahr | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| M | 200 000 | 300 000 | 450 000 | 700 000 | 1 000 000 |
| Jahr | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 |
| M | 1 500 000 | 2 000 000 | 3 000 000 | 4 500 000 | 6 000 000 |
| Jahr | 16 | 17 | 18 | | |
| M | 10 000 000 | 15 000 000 | 20 000 000 | | |

(Von 1. Jahrestaxe die Hälfte bei Abweisung oder Zurücknahme rückzahlbar.)

Zusatzpatente — Jahrestaxen 50 vH der Taxen für Hauptpatente.

Zuschlaggebühr (bei Zahlung in der Nachfrist) 25 vH der Jahresgebühr.

Beschwerdegebühr . . . . . . . . . . . . . . . . . M 60 000

Nichtigkeits-, Zurücknahme-, Zwangslizenzanträge . . „ 200 000

Berufungsgebühr in obigen Verfahren . . . . . . . . „ 500 000

Gebrauchsmuster.

Anmeldegebühr definitiv . . . . . . . . . . . . . . . „ 40 000

Eventualantrag (bei gleichzeitiger Patentanmeldung) . „ 20 000

Verlängerung . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . „ 400 000

Warenzeichen

Anmelde-Grundgebühr . . . . . . . . . . . . . . . M 60 000

Klassengebühr je Klasse (bis zu 20 Klassen) . . . „ 20 000

(Eventl. Rückzahlung der Gebühr für mehr als 1 Klasse bei Nichteintragung.)

Eintragungsgebühr . . . . . . . . . . . . . . . . „ 60 000

Druckkostenbeitrag je nach Länge der Veröffentlichung

Erneuerungsgrundgebühr . . . . . . . . . . . . . „ 250 000

Klassengebühr je Klasse (bis zu 20 Kl.) . . . . . „ 20 000

Nachholungsgebühr . . . . . . . . . . . . . . . . „ 50 000

Beschwerdegebühr . . . . . . . . . . . . . . . . . „ 60 000

Löschungsantragsgebühr . . . . . . . . . . . . . . „ 100 000

Internationale Markenregistrierung . . . . . . . . „ 120 000

Verbandszeichen.

Anmeldegrundgebühr . . . . . . . . . . . . . . . . „ 300 000

Klassengebühr je Klasse . . . . . . . . . . . . . „ 50 000

Eintragungsgebühr . . . . . . . . . . . . . . . . „ 300 000

Druckkosten wie oben

Erneuerungsgebühr . . . . . . . . . . . . . . . . „ 1 200 000

Klassengebühr je Klasse . . . . . . . . . . . . . „ 50 000

Nachholungsgebühr . . . . . . . . . . . . . . . . „ 300 000

Prioritätsbelege

ohne Schreib- und Vergleichsgebühren . . . . . . . „ 8 000

Beglaubigungen je . . . . . . . „ 700

Nachholungsfrist bei Minderzahlungen läuft am 15. August 1923 ab.

---

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. Juni 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. K 83 406. Norbert Koch, Essen-Stadtwald, Girondellenstr. 26. Kappschuh. 23. IX. 22.

Kl. 5 c, Gr. 4. S 58 868. Waldemar Sonnenschein, Gleiwitz, O.S. Verfahren zum Abdichten von Wassereinbruchstellen in der Schachtsohle. 13. II. 22.

Kl. 5 c, Gr. 4. S 59 342. Waldemar Sonnenschein, Gleiwitz, O.S., Schröterstr. 5. Zementierleitung zur Ausführung des Verfahrens zum Abdichten von Wassereinbruchstellen nach Anm. S 58 868; Zus. zu Anm. S 58 868. 31. III. 22.

Kl. 20 g, Gr. 3. Sch. 66 332. Fritz Schrank, Cassel, Uhlandstr. 11. Senkrecht verschiebbare Plattform zum Überbrücken von Schiebebühnengruben. 11. XI. 22.

Kl. 84 a, Gr. 2. S 59 966. Süddeutsche Tiefbaugesellschaft, Polensky & Fischer, München. Vorrichtung zum Einebnen, Belegen, Betonieren u. dgl. von Böschungsflächen an Kanälen und Dämmen. 27. V. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. S 60 025. Willy Salge & Co., Technische Gesellschaft m. b. H., Berlin u. Walter Knoch, Charlottenburg, Philippistr. 2. Vorrichtung zum Schließen von Zylinderschützen. 6. VI. 22.

Kl. 84 a, Gr. 4. G 53 545. Otto Graber, Luzern; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. J. Oppenheimer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Abdichtungsbelag in Hochdruckwasserstollen, Stauseen usw. 7. IV. 21, Schweiz 7. IV. 20.

Kl. 84 c, Gr. 1. G 54 054. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2. Gefäßbohrer für Gründungsarbeiten. 18. IX. 19.

Kl. 84 c, Gr. 5. S 58 760. Gerhard Seidel, Berlin-Karlshorst, Karl-Egon-Str. 9. Verankerung der Widerlager von Gewölbedecken bei Untergrundbahnen und ähnlichen unterirdischen Bauwerken. 28. I. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. Juni 1923.

Kl. 19 a, Gr. 14. W 60 323. Lewis Philipps Winby, London; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Zweiteilige Schienenverklammerung mit Stütze zur Verhütung des Wanderns. 20. I. 22.

Kl. 20 d, Gr. 23. B 105 987. Bochumer Verein für Bergbau und Gußstahlfabrikation, Bochum i. W. Einrichtung an Eisenbahnrädern und Radsätzen zur Verhinderung der Riffelbildung auf Schienen. 8. VIII. 22.

Kl. 20 g, Gr. 4. D 43 562. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Vorrichtung zum Umsetzen von Eisenbahnwagen. 27. IV. 23.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 21. Juni 1923.

Kl. 19 b, Gr. 2. K 78 109. Anna Martha Klingner, geb. Lämmer u. Heinz Egon Klingner, Rüstringen. Schienenreiniger für Straßenbahnen. 20. VI. 21.

Kl. 20 i, Gr. 6. D 43 334. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges. u. Peter Timpenfeld, Johannesstr. 21, Dortmund. Verschließbarer Weichenbock. 7. III. 23.

Kl. 20 i, Gr. 9. B 107 043. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Kletterweiche. 4. XI. 22.

Kl. 20 i, Gr. 9. R 56 178. Franz Rudolph, Essen, Ruhr, Bentheimer Str. 11. Doppelzungenweiche für Hängebahnen. 4. XI. 22.

Kl. 20 i, Gr. 17. A 38 222. Domingo Arcani, La Plata, Argentinien; Vertr.: C. von Ossowski, Pat.-Anw., Berlin W 9. Weichenstellvorrichtung. 3. VIII. 22.

Kl. 20 k, Gr. 7. P 42 644. Albert Prein, Essen-Bredeney. An einem auf einem Gleis verfahrbaren Wagen angeordnete Vorrichtung zur Verbindung der Schienenstöße von elektrischen Bahnen, insbesondere Grubenbahnen, durch elektrische Widerstandsschweißung. 8. VIII. 21.

Kl. 37 b, Gr. 5, L 53 366. Dipl.-Ing. Lukacs & Gyarmaty, Budapest; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Eyck, Pat.-Anw., Magdeburg. Klammer. 17. VI. 21.

Kl. 37 b, Gr. 5. S 56 331. Dipl.-Ing. Paul Seydel, Gera, Wiesestr. 28. Knotenpunkt für Holzkonstruktionen. 2. VI. 21.

Kl. 37 e, Gr. 13. B 99 202. J. L. Carl Eckelt G. m. b. H., Charlottenburg. Vorrichtung zum Spritzen von Mörtel und andern Stoffen. 11. IV. 21.

Kl. 80 b, Gr. 1. M 68 672. Jakob Mittler, Berlin, Großgörschenstr. 16. Verfahren zur Erzielung gesetzmäßiger Zusammensetzungen der Mischungen und zu ihrer Aufbereitung für die Herstellung von Baustoffen und Mörteln. 22. III. 20.

Kl. 85 c, Gr. 6. P 45 979. Max Prüss, Essen, Ruhr, Semperstr. 6. Mechanische Schlammschaufel zum Abheben dünner Schichten stichfesten Schlamms. 31. III. 23.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 25. Juni 1923.

Kl. 35 b, Gr. 1. A 37 411. Ardeltwerke G. m. b. H., Eberswalde b. Berlin. Krananlage, insbesondere für Hellinge. 23. III. 22.

Kl. 35 b, Gr. 5. A 37 333. Ardeltwerke G. m. b. H., Eberswalde i. d. Mark. Portal-Turmdrehkran. 14. III. 22.

Kl. 80 b, Gr. 1. G 56 281. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2. Mischungsverfahren für Beton und Mörtel. 6. IV. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. S 55 716. Société Technique & Industrielle d'Entreprises, Paris; Vertr.: Pat.-Anwälte Max Wagner u. Dipl.-Ing. G. Breitung, Berlin SW 11. Selbsttätige Steuerung der Schützen bei einer Gezeitenkraftanlage. 28. II. 21.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. Juni 1923.

Kl. 37 b, Gr. 2. 380 028. Dr. A. Guttmann, Breite Str. 27 u. Wilhelm Schütz, Schloßstr. 19, Düsseldorf. Durch Gießen hergestellter Bauteil aus Hochofenschlacke mit Eisenbewehrung. 14. II. 18. G 46 273.

Kl. 37 d, Gr. 1. 379 905. Karl Siedlaczek, Ratibor, O. S., Niederwallstr. 24. Treppenstufen mit winkeligen Stoßkanten. 8. III. 21. S 55 788.

Kl. 37 e, Gr. 13. 379 853. Charles Martin Markham, Milwaukee, Wis., V. St. A.; Vertr.: K. Lindner, Pat.-Anw., Siemensstadt b. Berlin. Stütze für Baugerüste, Stollen u. dgl. 11. V. 20. M 69 298.

Kl. 84 a, Gr. 3. 380 135. Fa. J. M. Voith, Heidenheim, Brenz. Schütze mit wagerecht geteilter Tafel. 23. VI. 22. V 17 549.

Kl. 84 b, Gr. 1. 379 817. C. Ph. Hansen, Berlin-Wilmersdorf, Mainzer Str. 18. Senkrechtes Schiffshebewerk. 10. VIII. 22. H 90 763.

Kl. 85 c, Gr. 6. 879 873. Marcus B. Tark, Philadelphia, V. St. A.; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Vorrichtung zur Ausscheidung schwebender fester Teilchen aus Flüssigkeiten, z. B. Kloakenabwässern. 30. V. 20. T 24 005. V. St. Amerika 12. II. 16.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 25. Juni 1923.

Kl. 19 a, Gr. 24. 380 388. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Schienenbefestigung für Kleinbahnen auf eisernen Schwellen mit schräg nach außen gerichteten Seitenfüßen. 10. VI. 22. O 13 081.

Kl. 19 b, Gr. 6. 380 389. Wilhelm Strobel, Markneukirchen. Verfahren zum Schmelzen von Schnee und Eis auf Verkehrswegen und -plätzen. 30. I. 21. St 34 075.

Kl. 20 i, Gr. 9. 380 328. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Schwebebahnanlage mit Schleppweiche. 7. VII. 22. B 105 589.

Kl. 37 e, Gr. 9. 380 394. Robert Neumann-Hofer, Schüttorf, Hannover. Verfahren zur Errichtung von Betonmauerwerk nach dem Gußverfahren. 27. IV. 19. N 17 874.

Kl. 84 a, Gr. 4. 380 173. Dr.-Ing. Richard Rossin, Wien; Vertr.: F. Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Talsperrenmauer. 22. I. 21. R 52 083.

Kl. 84 b, Gr. 1. 380 377. Alfred Loebell, Berlin-Südende, Mittelstr. 13. Selbstsperrender Antrieb für Schiffshebewerke und schwere Aufzüge großer Hubhöhe. 11. II. 22. L 54 919.

Kl. 84 c, Gr. 2. 380 378. Wilhelm Reichling, Hopfenstr. 31 u. Richard Behrens, Amberg 1, Hamburg. Eisenbetonspundpfahl mit Blechumhüllung. 9. XI. 21. R 54 360.

Kl. 85 c, Gr. 6. 380 174. Otto Frühling und Curt Frühling, Braunschweig, Löwenwall 14, u. Max Prüss, Essen, Semperstr. 6. Schlammentleerungsvorrichtung für Klärbecken. 13. XI. 21. F 50 570.

---

# BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Abgekürzte Rechnung-Funktionen, Schaubilder und Funktionstafeln. Von Dr. A. Witting, Leipzig u. Berlin, B. G. Teubner 1922 (Mathematisch-physikalische Bibliothek, Band 47 u. 48).

Die beiden Heftchen bringen auf 50 bzw. 40 Seiten einige im allgemeinen bekannte, den Buchtiteln entsprechende Regeln aus dem Gebiet der Arithmetik und analytischen Geometrie in elementarster Weise zur Darstellung. Demjenigen, der einen für technische Zwecke zugeschnittenen Mathematikunterricht genossen hat, dürften sie kaum etwas Wesentliches bieten können. Hinsichtlich der behandelten Kürzungsmethoden beim arithmetischen Rechnen, soweit sie praktischen Wert haben, wird der Ingenieur in den meisten Fällen auf ihre Anwendung verzichten und dem Rechenschieber den Vorzug geben.

Dr.-Ing. Otto Israel.

Der Rechtsbeistand des Erfinders und Urhebers (Kompaß-Bücherei) von F. Lachmann, Regierungsinspektor im Reichspatentamt. H. Killinger-Verlag, Nordhausen.

Die uns vorliegende Schrift behandelt auf rd 70 Seiten zunächst ausführlicher den Geschäftsstand des Reichspatentamtes, alsdann den der ordentlichen Gerichte. In ebenso klarer wie einfacher Darstellung ist hier ohne rechtliche Erörterungen oder wissenschaftliche Auslegungen kurz der Gang der Geschäfte dargestellt, wie ihn der im allgemeinen kennen muß, der einen Schutz für eine Erfindung nachsuchen will. In dieser Hinsicht sind leichtverständliche, klare und einfache Richtlinien ausgearbeitet, um den Patentsucher auf den zum Ziel führenden Weg zu weisen. Die kleine Schrift kann den Kreisen, für die sie verfaßt ist, empfohlen werden, sie wird hier mit gutem Erfolg benutzt werden und es ermöglichen, manchen Umweg, Ärger und Zeitverlust zu vermeiden.

M. F.

Handbibliothek für Bauingenieure, herausgeg. von Robert Otzen. I. Teil: Hilfswissenschaften. 1. Band: Mathematik. Von Prof. Dr. H. E. Timerding, Berlin, Julius Springer 1922. 242 Seiten. Geb. Grundz. 6,4.

Erklärlicherweise konnte in dem Rahmen dieser Sammlung nicht ein das ganze Gebiet der Ingenieurmathematik erschöpfendes Lehrbuch eingereiht werden, welches selbst bei starker Zusammendrängung des umfangreichen Stoffes wohl eine ganze Anzahl von Bänden erfordert haben würde, sondern es kam mehr ein Buch in Frage, das sich an diejenigen wendet, welche bereits den üblichen mathematischen Lehrgang durchgemacht haben und eine knappe Zusammenstellung des Erlernten vor Augen haben möchten. In dieser Beziehung ist hier — wenn man bedenkt, daß nicht nur die wichtigsten Teilgebiete, wie die Differential- und Integralrechnung und die darstellende Geometrie, sondern auch die übrigen Zweige der Mathematik, die algebraische Analysis, die analytische Geometrie, die Trigonometrie, die Vektorenrechnung sowie die numerischen und graphischen Methoden der praktischen Analysis zur Darstellung gekommen sind — Meisterliches geleistet worden. Wenngleich eingehende Ableitungen vermieden und Ergebnisse zum großen Teil ohne Begründung angeführt werden mußten, in vielen Fällen auch nur die Hauptgesichtspunkte hervorgehoben werden konnten, tritt überall das Bestreben zutage, die Bedürfnisse des schöpferisch tätigen Ingenieurs zu befriedigen, dem bei dem Suchen nach zweckmäßigen Lösungen neu auftauchender Probleme nicht mit einer Sammlung fertiger Rezepte gedient ist, sondern der einen deutlich sprechenden Plan des vielräumigen Gebäudes der Mathematik braucht. In diesem Sinne ist auch die starke Berücksichtigung der elementaren Gebiete zu verstehen und zu begrüßen. Ohne angesichts des trefflichen Ganzen auf kleinere Schwächen des Buches einzugehen, wie sie im einzelnen nach der einen oder anderen Richtung bei der ungewöhnlichen Konzentrierung des Stoffes gewiß gefunden werden könnten — beispielsweise ist der einunddreiviertel Seiten lange Abschnitt über die Methode der kleinsten Quadrate fast bis zur Ausdruckslosigkeit zusammengepreßt worden — mag an dieser Stelle doch nicht das gänzliche Fehlen von Literaturhinweisen bei den einzelnen Abschnitten verschwiegen werden, auf die, wie im Vorwort hervorgehoben wird, verzichtet wurde, um nicht Parteilichkeit und Willkür walten zu lassen, die aber gerade bei der extraktartigen Darstellung demjenigen, der sich daraus Rat holen möchte und nicht alles findet, als von der Hand des über dem Ganzen stehenden Fachgelehrten herrührend sicherlich sehr willkommen gewesen wären.

Dr.-Ing. Otto Israel.

Sammlung Goeschen. Die Baustoffkunde von Prof. H. Haberstroh. Heft I, Hauptbaustoffe. Heft II, Die Baustoffe des Hochbaus, Heft III, Die Baustoffe des Tiefbaus. (Hefte Nr. 506, 853, 854). Grundzahl für das Heft 1.

Es enthält Heft I Natürliche Steine, Mörtelstoffe und künstliche Steine, das Holz nebst den wichtigsten Holzarten, Heft II besondere Holzarten, vorwiegend in ihrer hochbaulichen Verwendung, Metalle außer Eisen, Glas, Asphalt, Teer, Kitt, Farben, Pappe, Linoleum, Rohr, Torf usw., Heft III Baustoffe des Erdbaus, des Grundbaus, Baustoffe der Futter-, Stütz-, Kai- und Staumauern, des Straßenbaus, des städt. Tiefbaus, des Eisenbetonbaus, des Brückenbaus und des Wasserbaus. Die Grundeinteilung der Hefte ist wenig glücklich, da die ausführlichere Behandlung der Anwendungsgebiete Wiederholungen bedingt, auch die Grenze zwischen Materialbehandlung und konstruktiver Verwendung schwer zu ziehen ist. Das gibt sich auch darin zu erkennen, daß z. B. in Teil III ganze Konstruktionen und konstruktive Einzelheiten dargestellt sind. Für den Studierenden des Bauingenieurwesens (und auch des Hochbaus) ist die vorliegende Bearbeitung wenig geeignet, da sie im allgemeinen nicht das bietet, was ein Akademiker von den Baustoffen heute wissen muß. M. F.

Die Ingenieurbauten in ihrer guten Gestaltung. Herausgegeben und bearbeitet von Dr.-Ing. Werner Lindner in Verbindung mit Architekt Georg Steinmetz. Verlag Ernst Wasmuth A.-G., Berlin.

Der Deutsche Bund Heimatschutz und der Deutsche Werkbund haben sich die Aufgabe gestellt, durch Ausstellungen und durch Veröffentlichung von Abbildungen hervorragender Ingenieurbauten das Auge des Ingenieurs und das Auge des Laien dafür zu schärfen, daß bei der Ausgestaltung unserer Ingenieurbauwerke bei aller gebotenen Sparsamkeit die Zweckbestimmung sich sehr wohl mit Schönheit vereinen läßt. Das vorliegende Werk, das in 250 Abbildungen vortreffliche Wiedergaben von Windmühlen, Kranen, Gasbehältern, Speichern, Hallenbauten, Industrieanlagen, Tragmasten, Brücken, Wehrbauten, Leuchttürmen usw. bringt, ist sehr wohl geeignet, die Aufgaben, die der Bund Heimatschutz und der Werkbund sich gesteckt haben, zu fördern.

Der erläuternde Text ist sachlich und knapp gefaßt, die Absicht der Verfasser, ihr Urteil dem Beschauer nicht aufzudrängen, sondern jedem zu überlassen, das Reizvolle jeder Lösung selbst herauszufühlen, ist an sich zu loben. Die Benutzung des Werkes würde jedoch erleichtert und der verfolgte Zweck in vollkommenerer Weise erreicht werden, wenn durch ein Inhaltsverzeichnis das Nachschlagen der verschiedenen Abschnitte, in welche das Material eingeteilt ist, ermöglicht und die Anmerkungen und näheren Angaben zu den Bildern getrennt dem Text beigefügt würden, der den einzelnen Abschnitten vorangeschickt ist.

Bei dem gewaltigen Umfang des behandelten Stoffes konnte die vorliegende Sammlung nicht viel mehr als eine Andeutung enthalten, auf welchem Wege die gesteckten Ziele erreicht werden sollen. Wenn in weiteren Bänden ein sorgfältiges Eingehen auf die Einzelabschnitte erfolgen wird, so verspricht der jetzt vorliegende Band, daß mit derartigen Sammlungen der Sinn für Schönheit bei Nutzbauten geweckt und am besten entwickelt werden kann.

So verdient das Bestreben des Bundes Heimatschutz und des Werkbundes wärmste Unterstützung; durch weiteste Verbreitung des vorliegenden Bandes kann dieses Bestreben am wirksamsten gefördert werden. G. de Thierry.

Nachtrag zu A. Gregor, Der Praktische Eisenhochbau. Über Materialausnutzung und Arbeitsvereinfachung. Verlag Herrmann Meusser, Berlin 1923. Preis: Grundzahl 2.

Auf im ganzen 10 Seiten wird ein Nachtrag zu dem Gregorschen Werke gegeben, zu dem einige Einzelpunkte als Ergänzung zu dem bekannten und im vergangenen Jahre im Bauingenieur ausführlich gewürdigten Werke kurz behandelt werden. Auf weiteren 3 Seiten werden die bisher erschienenen Besprechungen des Werkes abgedruckt, bzw. im Auszuge wiedergegeben. M. F.

Gebr. Himmelsbach. Bericht über Vorführung und Prüfung neuer Holzmastkonstruktionen auf dem Werke in Regensburg der Gebr. Himmelsbach A.-G. in Freiburg i. B. im Oktober 1922 (mit 31 Abb., im Selbstverlag, Abgabe an Interessenten kostenlos).

Der Bericht enthält nach kurzer Betrachtung der wirtschaftlichen Gesichtspunkte, die zu sparsamster Ausnutzung der Holzvorräte zwingen, eine Beschreibung einiger neuer, patentamtlich geschützter Konstruktionen von imprägnierten Leitungsmasten sowie eine Erläuterung der mit diesen Masten vor einem größeren Kreise von Fachleuten vorgenommenen Prüfungen. Besonders hervorzuheben sind:

Der GHF-Duplex-Mast, ein Doppelmast, der die Verwendung jüngerer Masthölzer ermöglicht; hierbei wird für den Mast das dreifache Widerstandsmoment eines Einzelteiles erreicht.

Der GHF-Standard-Mast, ein mit hölzernem Erdfuße versehener geteilter Holzmast, der infolge besonderen Fäulnisschutzes eine hohe Lebensdauer erwarten läßt.

Der GHF-Standard-Mastfuß, zur vorteilhaften Instandsetzung schadhaft gewordener Leitungsmaste ohne Unterbrechung des Leitungsbetriebes.

Der GHF-Standard-A-Mast, zur Führung von Hochspannungsfreileitungen über Post- und Bahnleitungen.

Der GHF-Weitspannmast für Höchstpannungsleitungen. M. F.

Franz Börner, Statische Tabellen, Belastungsangaben und Formeln zur Aufstellung von Berechnungen für Baukonstruktionen. Achte, nach den neuesten Bestimmungen bearbeitete Auflage mit 321 Abb. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1923. In Leinen gebunden. Grundzahl: 4,8.

Das ausgezeichnete, handliche und namentlich für den Eisenkonstrukteur in der Praxis unumgänglich notwendige Tabellenwerk erscheint in — gegenüber der letzten Auflage — wenig veränderter, nur hier und da den neuen Bestimmungen der Reichseisenbahn beispielsweise angepaßter, erweiterter und ausgebauter Gestalt. Die Börnerschen Tabellen sind so wertvoll und bewährt, daß eine besondere Empfehlung in den Kreisen der Bauingenieure als überflüssig erscheint. Die vom Verlage dem Werk gegebene Ausstattung ist vorzüglich und trägt in der Solidität von Papier und Einband dem Umstande Rechnung, daß die Tabellen ein dauernd benuztes Werkzeug des schaffenden Eisenkonstrukteurs sind. M. F.

Bodes Westentaschenbuch für Ingenieure. Neu bearbeitet von Prof. Dipl.-Ing. Dr. Jakobi und Dipl.-Ing. Lieberich. 420 Seiten, 6×9 cm, 111. bis 116. Tausend. Verlag Baedeker, Essen 1923. Grundpreis 5 M.

Das kleine Werk ist eine reichhaltige Sammlung vielbenötigter Formeln, Hilfswerte und Tabellen aus den Gebieten der Mathematik, Mechanik, Festigkeitslehre, Chemie, Hydraulik, Maschinenlehre, Elektrotechnik, der Heizungs-, Lüftungs- und Feuerungstechnik, des Eisenhüttenwesens, der Eisenkonstruktionen und des Eisenbahn- und Transportwesens. Von besonderem Wert für den Bauingenieur sind Tabellen aus dem Gebiete der Hydraulik zur Dimensionierung von Rohrleitungen, Angaben über die wichtigsten Baustoffe, ihre spezifischen Gewichte, zulässigen Beanspruchungen und dgl., Tabellen über Biegungs- und Knickfestigkeit mit Angabe des Trägheits- und Widerstandsmomentes der verschiedensten Querschnitte, ein Auszug aus dem Taschenbuch des Stahlwerk-Verbandes über Walzeisen, Angaben zur Berechnung von Schornsteinen und grundlegende Maße aus dem Gebiete des Eisenbahnwesens. Das bequeme Format ermöglicht es, dieses Taschenbuch stets zur Hand zu haben und ihm wichtige Angaben zu überschläglichen Berechnungen und dgl. zu entnehmen. Leh.

Jessen-Girndt, Baustofflehre für den Unterricht an Baugewerkschulen. Verlag B. G. Teubner. Leipzig u. Berlin 1923. Grundzahl: kartoniert 6.

Schon der Umstand, daß der fast eineinhalbhundert Seiten umfassende Leitfaden in siebenter Auflage erscheint, spricht für ihn. Gegenüber der letzten Auflage sind erweitert die Gebiete Mörtel, namentlich durch die recht zweckmäßige Aufnahme von Materialbedarfsangaben; ferner der Abschnitt Lehmbau. Das wertvolle, durch klare Abbildungen bestens unterstützte Lehrbuch wird durch seinen inneren Wert sich weiter Freunde sichern und Anerkennung in den Kreisen finden, an die es sich wendet und deren Bedürfnisse es bestens befriedigt. M. F.

## Normen für Rohrleitungen.

Die von der gesamten Industrie seit langem mit Interesse erwarteten Normenentwürfe über Rohrleitungen werden am 15. August in der Zeitschrift „Maschinenbau" auszugsweise und zusammengefaßt in einem Sonderheft dieser Zeitschrift der Öffentlichkeit zur Beurteilung übergeben. Die Arbeiten des Fachnormenausschusses für Rohrleitungen reichen bis in das Jahr 1917 zurück. Es bedurfte langwieriger Verhandlungen zwischen Herstellern und Verbrauchern, um dieses umfangreiche Gebiet der Rohrleitungen einheitlich zusammenfassen zu können. Die Entwürfe waren bereits im Jahre 1920 zum erstenmal veröffentlicht. Eine gänzliche Umarbeitung erwies sich dann jedoch als notwendig. Diese Arbeit ist jetzt in vollem Maße gelungen. Druckstufen, Nennweiten, Rohre aus Flußeisen und Gußeisen, Flansche aller Art und die dazugehörigen Dichtungen liegen jetzt vor. Aus der Fülle des Materials wird jede Firma das für ihr Arbeitsgebiet Notwendige herausfinden. Die Normen lehnen sich an die bewährten Normalien des Vereins deutscher Ingenieure und deutscher Gas- und Wasserfachmänner vom Jahre 1900/12 an. Sie sind bestimmt, die bisher bestehenden Sonderausführungen im Maschinenbau-, in der Berg-, Hütten- und Heizungsindustrie zu ersetzen. Die Grundlage für den gesetzmäßigen Aufbau der Normblätter war die Festsetzung der Druckstufen und Nennweiten. Für die Rohre sind unabhängig von der Herstellungsart einheitliche Außendurchmesser festgelegt. Hiermit ist der große wirtschaftliche Vorteil erreicht, daß für verschiedene Rohrarten gleiche Flansche verwendet werden können. Aus der großen Anzahl der Flansche seien die ovalen und runden Gewindeflansche, Walzflansche und Vorschweißflansche erwähnt. Eine genaue Berechnung der Schraubenbeanspruchung ist in dem Sonderheft enthalten. Auch die Flansche sind nach Druckstufen und Nennweiten gesetzmäßig aufgebaut. Bei der Ausarbeitung der neuen Normen wurde besonders darauf Bedacht genommen, daß Rohr- und Armaturanschlüsse an die Normalien des Vereins deutscher Ingenieure und deutscher Gas- und Wasserfachmänner möglich sind, auch da, wo der Neuaufbau andere Anschlußmaße ergibt. Anlagen, die nach den neuen Normen hergestellt werden, können demnach ohne weiteres an den Verbindungsstellen älterer Ausführungen angeschlossen werden. Interessenten werden gebeten, das Sonderheft umgehend bei dem Verlag der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, Berlin, Beuthstr. 7a, zu bestellen.

## STELLENÜBERSICHT.

160. Eisenbetonfachmann zur selbständigen Leitung der Eisenbetonarbeiten von Fabrikneubau gesucht. Angeb. an Gebr. Starig, Finsterwalde N.-L. (Baumaterialienmarkt 27. 7.)

161. Baufachmann, mit Verdingungs- und Abrechnungswesen und den Bestimmungen der Reichsbahnverwaltung vertraut, für sof. ges. Angeb. an das Landesfinanzamt Mecklenburg-Lübeck, Baugruppe Schwerin, Wismarsche Str. 22/26. (D. Bztg. 18. 7.)

162. Ingenieur für Eisenkonstr., Brücken- und Kesselbau, mit Kenntnissen im Maschinenbau, sicherer Statiker u. Konstrukteur mit längerer Praxis, für 1. Okt. ges. J. Jamisch, Brückenbauanstalt, Parsch bei Salzburg. (Zeitschr. d. Österr. Ing.- und Arch.-Vereins 27. 7.)

163. Eisenbetoningenieur mit längerer Praxis im Industriebau, von Großunternehmung in Mittelbayern sof. ges. Angeb. unter C 777 a. d. Verlag d. D. Bztg. (28. 7.)

164. Eisenbetoningenieur mit längerer Praxis, guter Statiker und Konstrukteur, für sof. ges. Angeb. an Sauerwein & Schäfer, Beton- und Eisenbetonbau, Cassel, Viktoriastr. 4. (D. Bztg. 28. 7.)

165. Bauingenieur, auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues vollkommen bewandert, mit reicher Unternehmerpraxis, ges. Angeb. an Huta, Hoch- und Tiefbau A.-G., Stettin, Handelshaus drei Eichen. (D. Bztg. 28. 7.)

166. Oberingenieur, allererste Kraft, mit langjähr. Erfahrung in Hoch-, Tief- und Wohnungsbauten, für die Leitung der Bauabt. eines rheinl. Hüttenwerks ges. Ang. u. N N 00311 an Ann.-Exp. Friedr. Schatz, Duisburg. (D. Bztg. 28. 7.)

167. Dipl.-Ing., erf. in Entwurfsbearbeitung für Eisenbetonbauten, für sof. ges. Angeb. an Baufirma Hermann Klammt, Königsberg i. Pr., Münzstr. 14. (Beton und Eisen 20. 7.)

168. Saarbauindustrie Saarlouis. Eisenbetoningenieur mit 3—4jähr. Ingenieurtätigkeit in großen Firmen des Eisenbetonbaues ges. Angeb. an die Saarbauindustrie-A.-G., Saarlouis. (D. Bztg. 4. 8.)

169. Älterer Dipl.-Ing. des Wasserbaufaches sof. ges. Angeb. an preuß. Wasserbauamt Emden. (Zentralblatt 8. 8.)

170. Dipl.-Ing. oder Regierungsbaumstr., tücht. Statiker d. Eisenbetonbauweise, f. sof. ges. Angeb. an Hammer, Beton- u. Eisenbetonbau M. Christiansen, Hamm, Westfalen. (D. Bztg. 4. 8.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang — 15. September 1923 — Heft 17


## ÜBER DIE LASTVERTEILENDE WIRKUNG VON BRÜCKENBELÄGEN.


*Von Ing. Dr. Emil Müller, Baurat im Bundesministerium für Handel und Verkehr, Wien.*



***Übersicht.*** Der Brückenbelag wird als ein System unendlich vieler, unendlich schmaler Unterzüge aufgefaßt und unter dieser Annahme die Formänderung des Tragwerkes für stetig verteilte Belastung und Einzellasten ermittelt. Für den besonderen Fall gleichmäßig verteilter Belastung und gleich weit voneinander entfernter Längsträger werden die ziffernmäßigen Ergebnisse angeführt.


### 1. Einleitung.

Wir stellen uns die Aufgabe, das in Abb. 1 dargestellte Tragwerk zu berechnen, das aus einer beliebigen, aber endlichen Anzahl zueinander paralleler Längsträger und einem senkrecht zu diesen verlaufenden Belage (Bohlenbelag bei Holzbrücken, Belageisen bei eisernen Fahrbahntafeln) besteht. Die Aufgabe unterscheidet sich insofern von dem im Schrifttum bereits mehrfach behandelten Falle[1]) der Berechnung eines Trägernetzes, d. h. eines Systems von Längsträgern, die durch quer zu ihrer Richtung verlaufende Unterzüge miteinander verbunden sind, als hier die Unterzüge, das sind in unserem Falle die einzelnen Bohlen oder Belageisen, die wir im weiteren mit dem Ausdruck Belagelemente bezeichnen wollen, Mann an Mann liegen. Wir wollen sie im folgenden überdies als unendlich schmal ansehen. Dann können wir unsere Aufgabe auch definieren als die Berechnung eines Trägernetzes mit unendlich vielen, unendlich schmalen Unterzügen. Dabei denken wir uns sämtliche Belagelemente mit sämtlichen Längsträgern derart verbunden, daß kein Abheben der ersteren von den letzteren eintreten kann.

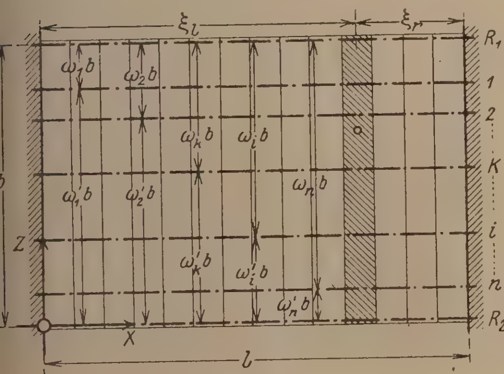



Abb. 1.

Wir führen folgende Bezeichnungen ein:

- $E$ = Elastizitätsmodul; Längsträger und Belag werden aus demselben Stoffe vorausgesetzt;
- $l$ = Stützweite der Brücke;
- $b$ = Breite der Brücke bzw. Entfernung der beiden Randträger, da wir der Einfachheit wegen von einem Überstehen des Belages über die Randträger absehen;
- $\Theta$ = Trägheitsmoment eines Längsträgers; alle Träger sollen dasselbe Trägheitsmoment haben;
- $\mathfrak{T}$ = Trägheitsmoment eines Belagstreifens von der Breite 1; Dimension $cm^3$;
- $p$ = Belastung je Flächeneinheit der Brücke.

$$\Phi = \frac{b^3 \Theta}{\mathfrak{T}},$$

$$\zeta_{ki} = \omega_k \omega_i + \omega'_k \omega'_i, \text{ falls } k \neq i$$

$$\zeta_{ii} = \omega_i^2 + \omega_i'^2 + 1$$

$$\chi_{ki} = \begin{cases} \frac{\omega_k \omega'_i}{6}\left(1 - \omega_k^2 - \omega_i'^2\right), \text{ falls } \omega_k + \omega'_i \leqq 1 \\ \frac{\omega'_k \omega_i}{6}\left(1 - \omega_k'^2 - \omega_i^2\right), \text{ falls } \omega_k + \omega'_i \geqq 1 \end{cases}$$

Die Bedeutung der $\omega$ ist Abb. 1 zu entnehmen.

Man beachte, daß

$$\zeta_{ki} = \zeta_{ik} \text{ und } \chi_{ki} = \chi_{ik}.$$

$$g_l(x_l) = \frac{\xi_l^2 \xi_r^2}{6 E \Theta l}\left(2 \frac{x_l}{\xi_l} + \frac{x_l}{\xi_r} - \frac{x_l^3}{\xi_l^2 \xi_r}\right) =$$

Funktion für den linken Ast der Biegungslinie eines Längsträgers, der mit der Last 1 im Abstande $\xi_l$ vom linken bzw. $\xi_r$ vom rechten Auflager belastet ist[2]); $x_l$ bedeutet die vom linken Auflager gemessene Abszisse.

$$g_r(x_r) = \frac{\xi_r^2 \xi_l^2}{6 E \Theta l}\left(2 \frac{x_r}{\xi_r} + \frac{x_r}{\xi_l} - \frac{x_r^3}{\xi_r^2 \xi_l}\right) =$$

Funktion für den rechten Ast derselben Biegungslinie; $x_r$ bedeutet die vom rechten Auflager gemessene Abszisse.

$$\psi(x) = \frac{p b l^4}{48 E \Theta}\left[\frac{5}{16} - \frac{3}{2}\left(\frac{x}{l}\right)^2 + \left(\frac{x}{l}\right)^4\right] =$$

Funktion für die Biegungslinie eines Längsträgers, der mit der gleichmäßig verteilten Last $\frac{p b}{2}$ je Längeneinheit belastet ist, wobei $x$ die von Balkenmitte aus gemessene Abszisse bedeutet[3]).

### 2. Grundgedanke der Lösung.

Wir betrachten unsere eingangs gestellte Aufgabe als gelöst, sobald wir die Funktionen $y$ für die Biegungslinien sowohl der Randträger $R_1$ und $R_2$ wie sämtlicher Mittelträger 1, 2 ..., n kennen. Denn dann sind die Momente $M$ und Querkräfte $Q$ in den Längsträgern durch die bekannten Beziehungen bestimmt:

$$M = -E \Theta y''$$
$$Q = -E \Theta y'''$$

und die Beanspruchung der einzelnen Belagelemente kann ermittelt werden, indem man dieselben als durchlaufende Träger auffaßt, deren Stützpunkte bekannte, eben durch die Biegungslinien der Längsträger gegebene Verschiebungen erfahren. Im allgemeinsten Fall, den wir untersuchen wollen, sei je Flächeneinheit der Brücke eine stetig verteilte Belastung $p(x, z)$ = Polynom $(x, z)$ aufgebracht.

Der Gedankengang der Lösung ist nun folgender: Wir denken uns die Mittelträger vom Belage gelöst und dafür zwischen jedem Mittelträger und dem Belage stetig verteilte

---

1) Zschetzsche, Theorie lastverteilender Querverbände, Zeitschr. d. öst. Ing. u. Arch. Ver., 1893, Heft 43—46. — Arnstein, Öst. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst, 1910, Heft 17. — Arnstein, Einflußlinien stat. unbest., elast. gelagerter Tragwerke, Ernst & Sohn, Berlin 1912. — Herzka, Theorie der durch ein oder zwei Unterzüge verstärkten Balkendecke, Waldheim & Eberle, Wien 1910. — Lipold, Öst. Monatsschr. f. d. öff. Baudienst, 1922, Heft 3. — Thullié, Beton u. Eisen, 1922, Heft 4. — Hartmann, Die stat. unbest. Systeme des Eisen- u. Eisenbetonbaues, Ernst & Sohn, Berlin 1922, 2. Aufl. S. 78.

2) S. z. B. „Hütte", 20. Aufl., Bd. 1, S. 447.

3) Ohne weiteres aus der in der „Hütte", 20. Aufl., Bd. 1, S. 449 angegebenen Formel für vom Auflager gemessene Abszissen ableitbar.

Drücke $w_1, w_2, \ldots, w_n$ je Längeneinheit der Träger angebracht. Die w sind (vorläufig unbekannte) Funktionen von x; ihre Bestimmung bildet den Kern unserer Aufgabe. Wir gehen nun so vor, daß wir erstens für jeden Mittelträger je eine Funktion $\delta_w(x)$ ableiten, die angibt, um wieviel der betreffende Träger und der Belag, allein infolge der Druckverteilungen $w_1, w_2, \ldots, w_n$ an einer Stelle x auseinandergetrieben werden, und daß wir zweitens für jeden der n Mittelträger jene Funktion f (x) anschreiben, die angibt, um wieviel sich der Belag über dem betreffenden Träger infolge der äußeren Belastung p senkt. Können sich Belag und Träger, wie es bei Vorhandensein einer Verbindung zwischen beiden der Fall ist, nicht voneinander entfernen, so muß für jeden der n Mittelträger die Beziehung bestehen:

$$\delta_w(x) = f(x).$$

Da in jedem der Ausdrücke $\delta_w$ alle w auftreten, so erhält man auf diese Weise n Gleichungen für die n „statisch unbestimmten Funktionen" w. Allerdings werden wir nicht direkt die w bestimmen, sondern an ihrer Statt die Funktionen $y_1, y_2, \ldots, y_n$ einführen, die die Biegungslinien der einzelnen Mittelträger angeben.

### 3. Aufstellung des Ansatzes für die statisch unbestimmten Funktionen.

Die stetig verteilten Drücke $w_i$ werden von dem Belag auf den i-ten Träger nach abwärts und von dem i-ten Träger auf den Belag nach aufwärts ausgeübt. Die abwärts gerichteten $w_i$ mögen eine Biegungslinie des i-ten Trägers hervorrufen, die durch die noch unbekannte Funktion $y_i$ dargestellt werde (Abb. 2).

Abb. 2.

Die aufwärts gerichteten $w_i$ rufen an dem Randträger $R_1$ aufwärts gerichtete Auflagerkräfte von der Größe $\omega_i' w_i$ und daher eine Biegungslinie mit den Ordinaten $\omega_i' y_i$ hervor; an dem Randträger $R_2$ rufen sie Auflagerkräfte $\omega_i w_i$ und eine Biegungslinie $\omega_i y_i$ hervor. Schließlich bewirken die aufwärts gerichteten $w_i$ eine Ausbauchung der Belagelemente über dem k-ten Träger um

$$\frac{b^3}{E\mathfrak{T}} \chi_{ki} w_i.$$

Die Hebungen der Randträger bewirken eine Hebung des Belages über dem k-ten Träger um

$$(\omega_k' \omega_i' + \omega_k \omega_i)\, y_i\,,$$

wenn $k \neq i$, dagegen eine Hebung des Belages über dem i-ten Träger um

$$(\omega_i'^2 + \omega_i^2)\, y_i + y_i = (\omega_i'^2 + \omega_i^2 + 1)\, y_i\,,$$

da der i-te Träger durch die $w_i$ selbst um $y_i$ gesenkt wird. Beachtet man die bereits bei der Definition der $\zeta_{ki}$ gemachte Ausnahme, so sieht man, daß die Hebung des Belages über dem k-ten Träger ausnahmslos gleich $\zeta_{ki}\, y_i$ gesetzt werden kann. Zusammen mit der Ausbauchung der Belagelemente erhält man demnach für die Funktion, die das Auseinandertreten von Belag und k-tem Mittelträger infolge der Drücke $w_i$ allein angibt,

$$\delta_{kw_i}(x) = \zeta_{ki}\, y_i + \frac{b^3}{E\mathfrak{T}} \chi_{ki}\, w_i.$$

Wirken zwischen **jedem** Mittelträger und dem Belag Drücke w, so ergibt sich die Funktion, die das Auseinandertreten von Belag und k-tem Mittelträger angibt, durch Summierung der Einzelwirkungen zu

$$\delta_{kw} = \sum_{i=1}^{n} \delta_{ki} = \sum_{i=1}^{n} \zeta_{ki}\, y_i + \frac{b^3}{E\mathfrak{T}} \sum_{i=1}^{n} \chi_{ki}\, w_i \quad \ldots \ldots (1.$$

Zwischen den Drücken $w_i$ und den von ihnen hervorgerufenen Senkungen $y_i$ besteht der Zusammenhang:

$$w_i = E\,\Theta\, y_i^{(4)}$$ [4].

Führt man diesen Ausdruck in (1) ein und setzt

$$\delta_{kw} = f_k(x)\,,$$

so erhält man die für den k-ten Mittelträger gültige Gleichung. Geht man in gleicher Weise für jeden der n Mittelträger vor, so bekommt man folgendes System von n linearen Differentialgleichungen 4. Ordnung mit den n unbekannten Funktionen $y_1, y_2, \ldots, y_n$:

$$\left.\begin{aligned} \sum_{i=1}^{n} \zeta_{1i}\, y_i + \Phi \sum_{i=1}^{n} \chi_{1i}\, y_i^{(4)} &= f_1(x) \\ \sum_{i=1}^{n} \zeta_{2i}\, y_i + \Phi \sum_{i=1}^{n} \chi_{2i}\, y_i^{(4)} &= f_2(x) \\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ \sum_{i=1}^{n} \zeta_{ni}\, y_i + \Phi \sum_{i=1}^{n} \chi_{ni}\, y_i^{(4)} &= f_n(x) \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots (2$$

Die f können, wenn eine spezielle Belastung gegeben ist, leicht gefunden werden. Man ermittelt die von der Belastung auf den Randträgern hervorgerufenen Auflagerdrücke

$$A_{R_1} = \frac{1}{b} \int_0^b p\, z\, dz$$

$$A_{R_2} = \frac{1}{b} \int_0^b p\,(b - z)\, dz$$

und aus diesen die Biegungslinien der Randträger — die betreffenden Funktionen seien $f_{R_1}$ und $f_{R_2}$ — in bekannter Weise durch viermalige Integration. Dann folgt analog Abb. 2

$$f_k = \omega_k' f_{R_1} + \omega_k f_{R_2} + \frac{b^3}{E\mathfrak{T}} \int_0^b \chi_{kz}\, p\, dz \quad \ldots \ldots (3,$$

worin das letzte Glied wieder von der Ausbauchung der Belagelemente herrührt und sinngemäß das in $\chi_{kz}$ vorkommende

$\omega_z = \frac{b - z}{b}$, $\omega_z' = \frac{z}{b}$ zu setzen ist. Unter der oben für die p gemachten Voraussetzung werden sämtliche f ganze Funktionen von x.

### 4. Auflösung des Gleichungssystems.

Wir suchen zunächst die allgemeine Lösung des zu (2) gehörigen homogenen Gleichungssystems. Sie wird mit Ausnahme der in ihr auftretenden willkürlichen Konstanten nur von der Anordnung und Stärke der Träger und des Belages abhängen, dagegen unabhängig von der speziellen Belastung sein, da diese nur in den f zur Geltung kommt, die f in dem homogenen System aber eben nicht auftreten. Die Lösung des homogenen Systems können wir in der Form ansetzen:

$$\eta_1 = \lambda_1 r, \quad \eta_2 = \lambda_2 r, \quad \ldots, \quad \eta_n = \lambda_n r \quad \ldots \ldots (4,$$

worin die $\lambda$ noch unbekannte Konstante und r jene allgemeinste Funktion bedeuten möge, die der Differentialgleichung

$$r^{(4)} = -\varrho\, r \quad \ldots \ldots \ldots (5$$

[4]) Föppl, Vorlesungen über technische Mechanik, 8. Aufl., Bd. III, S. 261, Gl. (137). Das andere Vorzeichen erklärt sich daraus, daß hier die Drücke in Richtung der Senkungen positiv gerechnet werden.

genügt, unter $\varrho$ ebenfalls eine noch unbekannte Konstante verstanden.

Setzen wir die Ausdrücke für die $\eta$ aus (4) in das zu (2) gehörige homogene Gleichungssystem an Stelle der y ein und berücksichtigen (5), so erhalten wir folgendes System von den Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned}\sum_{i=1}^{n} \lambda_i (\zeta_{1i} - \varrho\Phi\chi_{1i}) &= 0\\ \sum_{i=1}^{n} \lambda_i (\zeta_{2i} - \varrho\Phi\chi_{2i}) &= 0\\ \dots\dots\dots&\\ \sum_{i=1}^{n} \lambda_i (\zeta_{ni} - \varrho\Phi\chi_{ni}) &= 0\end{aligned}\right\} \quad \dots\dots (6.$$

Dieses System homogener und in bezug auf die $\lambda$ linearer Gleichungen liefert für diese nur dann eine von der trivialen abweichende Lösung, wenn die Determinante

$$\begin{vmatrix} \zeta_{11} - \varrho\Phi\chi_{11}, & \zeta_{12} - \varrho\Phi\chi_{12}, & \dots, & \zeta_{1n} - \varrho\Phi\chi_{1n} \\ \zeta_{21} - \varrho\Phi\chi_{21}, & \zeta_{22} - \varrho\Phi\chi_{22}, & \dots, & \zeta_{2n} - \varrho\Phi\chi_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \zeta_{n1} - \varrho\Phi\chi_{n1}, & \zeta_{n2} - \varrho\Phi\chi_{n2}, & \dots, & \zeta_{nn} - \varrho\Phi\chi_{nn} \end{vmatrix} = 0 \quad . (7.$$

Damit haben wir eine Gleichung n-ten Grades für $(\Phi\varrho)$ gewonnen, aus der n Lösungen für $(\Phi\varrho)$ und damit auch für $\varrho$ [5]) folgen; sie mögen $\varrho_1, \varrho_2, \dots, \varrho_n$ heißen. Ein System linearer homogener Gleichungen, das außer der trivialen noch andere Lösungen hat, bestimmt aber nur die Verhältnisse der Unbekannten zu einander, so daß eine der Unbekannten noch beliebig wählbar ist; wir wählen $\lambda_1 = 1$. Dann gehört zu jedem $\varrho$-Wert eine Reihe von $\lambda$-Werten; zu $\varrho_i$ gehöre die Reihe $\lambda_{1i}, \lambda_{2i}, \dots, \lambda_{ni}$. Die zu einem gewissen $\varrho$ gehörigen $\lambda$ werden gefunden, indem man das betreffende $\varrho$ in (6) einführt, $\lambda_1 = 1$ setzt und nach den übrigen $\lambda$ auflöst. Zu jedem $\varrho$-Werte gehört ferner laut (5) eine bestimmte Funktion r; die zu $\varrho_i$ gehörige heiße $r_i$. Man findet sie zu

$$r_i = \bar{u}_i e^{k_i x} \sin k_i x + \bar{v}_i e^{k_i x} \cos k_i x + \bar{s}_i e^{-k_i x} \sin k_i x + \bar{t}_i e^{-k_i x} \cos k_i x,$$

worin $$k_i = \sqrt[4]{\frac{\varrho_i}{4}} \quad \dots\dots\dots (8.$$

Wir erhalten somit für das zu (2) gehörige homogene Gleichungssystem n Lösungen:

$$\begin{aligned} &\eta_1 = r_1, && r_2, && \dots && r_n && (\text{wegen } \lambda_{1i} = 1)\\ &\eta_2 = \lambda_{21} r_1, && \lambda_{22} r_2, && \dots && \lambda_{2n} r_n &&\\ &\dots\dots\dots &&&&&&&&\\ &\eta_n = \lambda_{n1} r_1, && \lambda_{n2} r_2, && \dots && \lambda_{nn} r_n, && \end{aligned}$$

wobei die untereinander stehenden Ausdrücke zu einer Lösung gehören. Nach einem bekannten Satze über homogene lineare Differentialgleichungen ist die Summe mehrerer Lösungen wieder eine Lösung und so bekommen wir auch hier als allgemeine Lösung des homogenen Systems

$$\left.\begin{aligned} \eta_1 &= \sum_{j=1}^{n} r_j\\ \eta_2 &= \sum_{j=1}^{n} \lambda_{2j} r_j\\ &\dots\dots\\ \eta_n &= \sum_{j=1}^{n} \lambda_{nj} r_j \end{aligned}\right\} \quad \dots\dots\dots (9.$$

[5]) Die $(\Phi\,\varrho)$ haben die Dimension einer Zahl; die $\varrho$ sind demnach umgekehrt proportional $\Phi$, also proportional $\frac{\mathfrak{T}}{b^3\,\Theta}$.

Um die Lösung des nicht homogenen Gleichungssystems (2) zu erhalten, haben wir zu jedem $\eta_i$ noch eine Funktion $h_i(x)$ hinzuzufügen, unter $h_i$ eine ganze Funktion m-ten Grades verstanden, wenn m der höchste Grad ist, den eine der Funktionen f aufweist. Die nötigen Gleichungen zur Bestimmung der in $h_i$ auftretenden Koeffizienten erhält man, indem man die $h_i$ mit den noch unbekannten Koeffizienten an Stelle der $y_i$ bzw, die $h_i^{(4)}$ an Stelle der $y_i^{(4)}$ in (2) einführt und in jeder der n Gleichungen die Koeffizienten gleich hoher Potenzen von x auf der linken und rechten Seite einander gleichsetzt (Methode der unbestimmten Koeffizienten). Die endgültigen Lösungen haben demnach die Form:

$$y_i = \sum_{j=1}^{n} \lambda_{ij} r_j + h_i \quad \dots\dots\dots (10.$$

Zur Bestimmung der 4 n Konstanten $\bar{u}_i$, $\bar{v}_i$, $\bar{s}_i$, $\bar{t}_i$ stehen die Bedingungen zur Verfügung, daß sowohl für $x = 0$ wie $x = l$ sämtliche y und $y''$ verschwinden müssen, wenn wir freie Auflagerung an den Trägerenden voraussetzen.

Kennt man die Biegungslinien der Mittelträger, so kann man jene der Randträger leicht finden. Der Randträger $R_1$ z. B. wird im statisch bestimmten Fall (Mittelträger entfernt) durch die äußere Belastung um $f_{R_1}(x)$ gesenkt, bei Vorhandensein des i-ten Mittelträgers durch die von diesem auf den Belag ausgeübten Drücke $w_i$ (Abb. 2) um $\omega_i' y_i$ gehoben; bei Vorhandensein sämtlicher Mittelträger sind die Wirkungen aller Drücke w zu summieren. Demnach ist

$$\left.\begin{aligned} y_{R_1} &= f_{R_1}(x) - \sum_{i=1}^{n} \omega_i' y_i\\ y_{R_2} &= f_{R_2}(x) - \sum_{i=1}^{n} \omega_i y_i \end{aligned}\right\} \quad \dots\dots\dots (11$$

5. Gleichmäßig verteilte Belastung; allgemeiner Fall.

Für den besonderen Fall gleichmäßig verteilter Belastung p je Flächeneinheit der Brücke nehmen die Funktionen f die Form an:

$$f_j(x) = \psi(x) + C\,\Omega_j,$$

worin $$\left.\begin{aligned} C &= \frac{p\,b^4}{2E\mathfrak{T}},\\ \Omega_j &= \frac{1}{12}\left(\omega_j - 2\omega_j^3 + \omega_j^4\right) \end{aligned}\right\} \quad \dots\dots (12.$$

Denn $\psi(x)$ ist die Funktion für die Biegungslinie der Randträger, auf die jetzt die gleichmäßig verteilte Belastung $\frac{p\,b}{2}$ je Längeneinheit entfällt, und das zweite Glied in $f_j$ gibt die für alle Belagelemente gleiche Senkung an, die diese infolge der auf ihnen befindlichen gleichmäßig verteilten Belastung p je Längeneinheit in der Linie des j-ten Mittelträgers erfahren. Die Abszisse ist hierbei praktischerweise von Brückenmitte aus gemessen, da ja die Biegungslinien aller Träger zur Brückenmitte symmetrisch werden. Die Gleichungen (2) gehen somit in n Gleichungen der Form:

$$\sum_{i=1}^{n} \left(\zeta_{ji}\, y_i + \Phi\,\chi_{ji}\, y_i^{(4)}\right) = \psi + C\,\Omega \quad \dots\dots (13$$

über.

Wäre der Belag starr ($\mathfrak{T} = \infty$), so würde $\Phi = C = 0$, wie aus den Definitionsgleichungen dieser Größen hervorgeht, und die Gleichungen (13) würden sich vereinfachen zu

$$\sum_{i=1}^{n} \zeta_{ji}\,\vartheta_i = \psi \quad \dots\dots\dots (14.$$

wenn mit $\vartheta$ die Funktion für die Biegungslinie des i-ten Träger im Falle starren Belages bezeichnet wird. Die Lösung von (14) kann in der Form:

$$\vartheta_i = m_i \psi$$

angesetzt werden, worin die $m_i$ gewisse Konstante bedeuten; denn setzt man diesen Ausdruck für die $\vartheta_i$ in (14) ein, so erhält man n lineare Gleichungen für die n Unbekannten $m_i$ von der Form:

$$\sum_{i=1}^{n} \zeta_{ji}\, m_i = 1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (15,$$

durch die die $m_i$ eindeutig bestimmt sind.

Bei elastischem Belag können die Biegungslinien der Mittelträger in der Form dargestellt werden:

$$y_i = \eta_i + \vartheta_i + K_i \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (16.$$

Darin sind die K Konstante, zu deren Berechnung wir den Ausdruck (16) an Stelle der y in die Gleichungen (13) einführen. Dabei können wir die $\eta$ von vornherein weglassen, weil sie die linke Seite der Gleichungen als Lösung des homogenen Systems ohnehin zu Null machen. Wir erhalten so n-Gleichungen, deren j-te beispielsweise lautet:

$$\psi \sum_i \zeta_{ji}\, m_i + \sum_i \zeta_{ji}\, K_i + \Phi \sum_i \chi_{ji}\, m_i\, \psi^{(4)} = \psi + C\, \Omega_j \quad \ldots (17$$

Setzt man hierin noch $K_i = c_i C$, berücksichtigt (15) und bedenkt, daß $\psi^{(4)} \Phi = C$, so bekommt man n-Gleichungen der Form

$$\sum_i \zeta_{ji}\, c_i = \Omega_j - \sum_i \chi_{ji}\, m_i \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (18.$$

Die Funktionen y müssen wegen der Symmetrie der Biegungslinien der Längsträger gerade Funktionen von x sein; daraus folgt, da die $\vartheta_i$ bereits gerade Funktionen sind, daß auch die $\eta$ gerade Funktionen sein müssen, d. h. daß die Beziehung bestehen muß:

$$\eta_i(x) \equiv \eta_i(-x).$$

Sie wird erfüllt, wenn zwischen den Konstanten jedes $r_j$ die Gleichungen bestehen:

$$\bar{u}_j = -\bar{s}_j = \frac{u_j}{2}$$

$$\bar{v}_j = \bar{t}_j = \frac{v_j}{2}.$$

Damit nehmen die Funktionen r die Form an:

$$r_j = u_j \sin k_j x\, \mathfrak{Sin}\, k_j x + v_j \cos k_j x\, \mathfrak{Cof}\, k_j x$$

Zur Bestimmung der nun noch übrigen 2 n Konstanten $u_j$ und $v_j$ stehen für jeden der n-Mittelträger wieder zwei Gleichungen zur Verfügung, die aussagen, daß für $x = \frac{l}{2}$ jedes $y_i = y_i'' = 0$ sein muß, und die für den Träger i lauten:

$$\left.\begin{aligned} &\sum_j \lambda_{ij} \left(u_j \sin\frac{k_j l}{2}\, \mathfrak{Sin}\frac{k_j l}{2} + v_j \cos\frac{k_j l}{2}\, \mathfrak{Cof}\frac{k_j l}{2}\right) = -K_i \quad (a)\\ &\sum_j \lambda_{ij} k_j^2 \left(u_j \cos\frac{k_j l}{2}\, \mathfrak{Cof}\frac{k_j l}{2} - v_j \sin\frac{k_j l}{2}\, \mathfrak{Sin}\frac{k_j l}{2}\right) = 0 \quad (b)\end{aligned}\right\} (19.$$

Aus den n-Gleichungen (b) folgt:

$$v_j = u_j \operatorname{ctg}\frac{k_j l}{2}\, \mathfrak{Ctg}\frac{k_j l}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (20.$$

diese Werte in die Gleichungen (a) eingeführt ergeben, wenn zur Abkürzung

$$\frac{\sin\frac{k_j l}{2}\, \mathfrak{Sin}\frac{k_j l}{2}}{\sin^2\frac{k_j l}{2}\, \mathfrak{Sin}^2\frac{k_j l}{2} + \cos^2\frac{k_j l}{2}\, \mathfrak{Cof}^2\frac{k_j l}{2}} = \alpha_j$$

gesetzt wird, n-Gleichungen der Form:

$$\sum_j \lambda_{ij} \frac{u_j}{\alpha_j} = -K_i,$$

aus denen man findet:

$$u_j = -C\, A_j\, \alpha_j \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (21.$$

$$\text{wenn } A_j = \frac{\begin{vmatrix} \lambda_{11}, & \ldots, & \lambda_{1,j-1}, & c_1, & \lambda_{1,j+1}, & \ldots, & \lambda_{1n} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \lambda_{n1}, & \ldots, & \lambda_{n,j-1}, & c_n, & \lambda_{n,j+1}, & \ldots, & \lambda_{nn} \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} \lambda_{11}, & \ldots, & \lambda_{1n} \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ \lambda_{n1}, & \ldots, & \lambda_{nn} \end{vmatrix}} \quad \ldots\ldots (22,$$

und nach (20)

$$v_j = -C\, A_j\, \beta_j \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (23,$$

$$\text{wenn} \quad \frac{\cos\frac{k_j l}{2}\, \mathfrak{Cof}\frac{k_j l}{2}}{\sin^2\frac{k_j l}{2}\, \mathfrak{Sin}^2\frac{k_j l}{2} + \cos^2\frac{k_j l}{2}\, \mathfrak{Cof}^2\frac{k_j l}{2}} = \beta_j$$

Für starren Belag wird $C = 0$; damit verschwinden sämtliche Konstanten, d. h. es werden alle $\eta \equiv 0$.

Es sei $M_{is}(0)$ das in Brückenmitte auftretende Moment im i-ten Träger bei starrem, $M_i(0)$ jenes bei elastischem Belage. Dann wird das Verhältnis

$$\mu_i = \frac{M_i(0) - M_{is}(0)}{M_{is}(0)}$$

von Interesse sein, das die Zunahme des Momentes bei elastischem Belage gegenüber jenem bei starrem Belage angibt, ausgedrückt in Bruchteilen des Momentes bei starrem Belage. Man findet:

$$\mu_i = \frac{y_i''(0) - \vartheta_i''(0)}{\vartheta_i''(0)} = \frac{\eta_i''(0)}{m_i\, \psi''(0)} = \frac{4}{m_i} \sum_j (\Phi\, \varrho_j)\, \lambda_{ij}\, A_j \frac{\alpha_j}{(k_j l)^2} \quad (24.$$

Da sich das Moment der Längsträger bei starrem Belag in vielen Fällen, so z. B. in dem gewöhnlichen Falle symmetrisch zur Brückenachse angeordneter Träger, unmittelbar hinschreiben läßt, haben wir in den Zahlen $\mu$ eine bequeme Handhabe, die Zu- oder Abnahme der Beanspruchung der einzelnen Träger infolge der Elastizität des Belages zu ermitteln. Es läge der Gedanke nahe, die Formeln für die $\mu$, die eigentlich nur für gleichmäßig verteilte Belastung gelten, zur Abschätzung der lastverteilenden Wirkung auch in andern Belastungsfällen zu verwenden, sofern dieselben nur ungefähr einer gleichmäßig verteilten Wirkung ähneln, z. B. bei einer Wagenansammlung auf einer Holzbrücke. Doch müßte man diesbezüglich erst nähere Untersuchungen durchführen.

Analoge Zahlen wie für den Zuwachs der Momente in Brückenmitte lassen sich auch für die in Brückenmitte auf die Längsträger übertragenen Drücke aufstellen. Wir nennen den Druck je Längeneinheit des i-ten Trägers im Falle starren Belages $w_{is}(0)$, im Falle elastischen Belages $w_i(0)$ und finden, indem wir auf die Angabe der Zwischenrechnungen verzichten,

$$\nu_i = \frac{w_i(0) - w_{is}(0)}{w_{is}(0)} = \frac{\eta_i^{(4)}(0)}{m_i\, \psi^{(4)}(0)} = \frac{1}{m_i} \sum_j (\Phi\, \varrho_j)\, \lambda_{ij}\, A_j\, \beta_j \quad \ldots (25.$$

Tabelle 1.

| k l | $\alpha$ | $\beta$ | $\frac{\alpha}{(k\,l)^2}$ | k l | $\alpha$ | $\beta$ | $\frac{\alpha}{(k\,l)^2}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,0 | 0,000 | 1,000 | 0,250 | 2,6 | 0,553 | 0,178 | 0,082 |
| 0,2 | 0,010 | 1,000 | 0,250 | 2,8 | 0,513 | 0,100 | 0,066 |
| 0,4 | 0,040 | 1,000 | 0,250 | 3,0 | 0,468 | 0,037 | 0,052 |
| 0,6 | 0,090 | 0,993 | 0,250 | 3,2 | 0,421 | −0,013 | 0,041 |
| 0,8 | 0,157 | 0,979 | 0,245 | 3,4 | 0,374 | −0,052 | 0,032 |
| 1,0 | 0,240 | 0,950 | 0,240 | 3,6 | 0,329 | −0,081 | 0,025 |
| 1,2 | 0,331 | 0,900 | 0,230 | 3,8 | 0,287 | −0,103 | 0,020 |
| 1,4 | 0,421 | 0,827 | 0,215 | 4,0 | 0,247 | −0,118 | 0,015 |
| 1,6 | 0,500 | 0,731 | 0,195 | 4,2 | 0,211 | −0,127 | 0,012 |
| 1,8 | 0,558 | 0,619 | 0,172 | 4,4 | 0,178 | −0,133 | 0,009 |
| 2,0 | 0,591 | 0,498 | 0,148 | 4,6 | 0,148 | −0,135 | 0,007 |
| 2,2 | 0,598 | 0,380 | 0,124 | 4,8 | 0,122 | −0,135 | 0,005 |
| 2,4 | 0,584 | 0,272 | 0,101 | 5,0 | 0,098 | −0,133 | 0,004 |

Die Zahlen $\alpha_j$, $\beta_j$, $\frac{\alpha_j}{(k_j l)^2}$ sind in Tabelle 1 für eine Reihe von Werten des Arguments $(k_j l)$ zusammengestellt.

Zur kürzeren Berechnung der Ausdrücke

$$G_j = \Phi \varrho_j A_j \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (26$$

diene noch folgende Betrachtung: Nach Fußnote 5 verschwinden die $\varrho$ und mit ihnen nach (8) auch die k, während $\beta = 1$ wird, sobald $\Theta = \infty$, d. h. bei starren Trägern. In diesem Falle muß Formel (25) aber Drücke liefern, wie sie auftreten würden, wenn die Belagelemente durchlaufende Balken auf festen Stützen wären. Nimmt man diese Stützendrücke als bekannt an (häufig aus Tabellen entnehmbar) und es sei der Stützendruck für den i-ten Träger $V_i$ p b, so kann man n Gleichungen für die G aufstellen, die die Form haben:

$$(1 + \nu_i)\, w_{is} = \left(1 + \frac{1}{m_i} \sum_j \lambda_{ij} G_j\right) \frac{m_i\, p\, b}{2} = V_i\, p\, b$$

oder

$$\sum \lambda_{ij} G_j = 2 V_i - m_i \quad \ldots \ldots \ldots (27.$$

Hat man hieraus die G ermittelt, so könnte man nach (26) die A und sodann nach (21) und (23) die u und v finden. Werden die G auf dem zuerst angegebenen Wege bestimmt, so bilden die Gleichungen (27) eine erwünschte Kontrolle.

### 6. Träger zur Brückenachse symmetrisch angeordnet.

In diesem Falle treten folgende Besonderheiten auf: Die Biegungslinien der Längsträger bei starrem Belage werden sämtlich einander kongruent, d. h. es muß werden:

$$m_1 = m_2 = \ldots = m_n = \frac{2}{n+2} = m \quad \ldots \ldots (28.$$

Die Biegungslinien zweier zur Brückenachse symmetrisch liegender Träger sind auch bei elastischem Belage einander gleich, d. h. es ist:

$$y_i = y_{n+1-i}.$$

Zwischen den $\zeta$ bestehen außer der allgemein gültigen Beziehung $\zeta_{ji} = \zeta_{ij}$ noch die weiteren Beziehungen:

$$\left.\begin{array}{l} \zeta_{ji} = \zeta_{n+1-j,\, n+1-i} \\ \zeta_{ji} + \zeta_{j,\, n+1-i} = 1, \quad \text{wenn keines der beiden } \zeta \text{ gleiche Indizes hat} \\ \zeta_{jj} + \zeta_{j,\, n+1-j} = 2 \end{array}\right\} \ldots (29$$

und bei ungerader Trägeranzahl noch:

$$\left.\begin{array}{ll} & \zeta_{j,\, \frac{n+1}{2}} = \frac{1}{2} \quad \text{für } j \neq \frac{n+1}{2} \\ \text{und} & \zeta_{\frac{n+1}{2},\, \frac{n+1}{2}} = \frac{3}{2} \end{array}\right\} \ldots \ldots (30.$$

Außerdem gilt:

$$\chi_{ji} = \chi_{n+1-j,\, n+1-i} \quad \ldots \ldots \ldots (31$$

und bei ungerader Trägeranzahl:

$$\left.\begin{array}{l} \chi_{j,\, \frac{n+1}{2}} = \chi_{n+1-j,\, \frac{n+1}{2}} \\ \chi_{\frac{n+1}{2},\, \frac{n+1}{2}} = \frac{1}{48} \end{array}\right\} \ldots \ldots \ldots (32$$

und schließlich:

$$\Omega = \Omega_{n+1-}$$

und bei ungerader Trägeranzahl:

$$\Omega_{\frac{n+1}{2}} = \frac{5}{192}.$$

Mit Berücksichtigung dieser Beziehungen erhält man aus dem Gleichungssystem (13) durch Addition der ersten und letzten, der zweiten und vorletzten Gleichung usw. im Falle n = gerade $\frac{n}{2}$ Gleichungen mit $\frac{n}{2}$ unbekannten Funktionen vom Typus

$$\sum_{i=1}^{\frac{n}{2}} \zeta'_{ji} y_i + \Phi \sum_{i=1}^{\frac{n}{2}} \chi'_{ji} y_i^{(4)} = \psi + C\, \Omega_j \quad \ldots \ldots (33$$

worin sämtliche $\zeta'_{ji} = \zeta_{ji} + \zeta_{j,\, n+1-i} = 1$, falls $j \neq i$, dagegen die $\zeta'_{ii} = 2$ sind, und

$$\chi'_{ji} = \chi_{ji} + \chi_{j,\, n+1-i}$$

bedeutet.

Im Falle n = ungerade erhält man $\frac{n+1}{2}$ Gleichungen mit $\frac{n+1}{2}$ unbekannten Funktionen. Die ersten $\frac{n-1}{2}$ Gleichungen haben die Form:

$$\sum_{i=1}^{\frac{n-1}{2}} \zeta'_{ji} y_i + \frac{1}{2} y_{\frac{n+1}{2}} + \Phi\left(\sum_{i=1}^{\frac{n-1}{2}} \chi'_{ji} y_i^{(4)} + \chi_{j,\, \frac{n+1}{2}} y_{\frac{n+1}{2}}^{(4)}\right) = \psi + C\, \Omega_j$$

und die $\left(\frac{n+1}{2}\right)$-te lautet:

$$\sum_{i=1}^{\frac{n-1}{2}} y_i + \frac{3}{2} y_{\frac{n+1}{2}} + \Phi\left[2 \sum_{i=1}^{\frac{n-1}{2}} \chi_{\frac{n+1}{2},\, i}\, y_i^{(4)} + \frac{1}{48} y_{\frac{n+1}{2}}^{(4)}\right] = \psi + \frac{5}{192} C \quad (34$$

Die Auflösung der Gleichungssysteme (33) bzw. (34) erfolgt auf dieselbe Art, wie sie für den allgemeinen Fall beschrieben wurde, nur daß die Anzahl der Gleichungen und Unbekannten auf die Hälfte bzw. auf die um 1 vermehrte Hälfte vermindert ist.

Als Gleichung der Randträger ergibt sich, da $f_R = \psi$ und $\omega'_i + \omega'_{n+1-i} = 1$,

$$\text{für } n = \text{gerade } y_R = \psi - \sum_{=1}^{\frac{n}{2}} y_i = \frac{2}{n+2}\, \psi - \sum_{i=1}^{\frac{n}{2}} (\eta_i + K_i) \quad (35,$$

für n = ungerade, da dann $\omega_{\frac{n+1}{2}} = \frac{1}{2}$,

$$y_R = \psi - \sum_{i=1}^{\frac{n-1}{2}} y_i - \frac{1}{2} y_{\frac{n+1}{2}} = \frac{2}{n+2}\, \psi - \sum_{i=1}^{\frac{n-1}{2}} (\eta_i + K_i) - \frac{\eta_{\frac{n+1}{2}} + K_{\frac{n+1}{2}}}{2} \quad (36.$$

(Fortsetzung folgt.)

---

# ZUR BERECHNUNG DURCHLAUFENDER BALKEN.

*Von Dr.-Ing. Luz David und Dipl.-Ing. Wilhelm Seiffert.*

Die ununterbrochen zunehmende Baustoffknappheit und die stets wachsenden Baukosten haben in den letzten Jahren immer mehr dazu beigetragen, die Tragwerke statisch schärfer zu untersuchen. Dies geht aus der großen Zahl der sich hierauf beziehenden Aufsätze der letzten Jahre hervor. Auch die Berechnung der durchlaufenden Eisenbetonplatten und -balken, die ehedem meist nie für mehr als 4 bis 5 Öffnungen aufgestellt wurden, wird neuerdings immer häufiger über eine größere Anzahl von Öffnungen ausgedehnt. Vielfach werden hierbei zeichnerische Verfahren angewendet, die im allgemeinen an dem Übelstande leiden, daß sie schwer oder nur mit großem Zeitaufwand nachprüfbar sind. Es sei daher nachstehend die

Tabelle I.

| r | $a_r$ | $b_r$ | $a_r'$ | $b_{I_r}$ | $\frac{100}{b_{I_r}}$ | $\mu_r$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | — | 4 | 1 | 4,000 000 0 | 25,000 00 | — 0,250 000 0 |
| 2 | 1 | 4 | 1 | 3,750 000 0 | 26,667 00 | — 0,260 000 0 |
| 3 | 1 | 4 | 1 | 3,730 000 0 | 26,785 71 | — 0,267 857 1 |
| 4 | 1 | 4 | 1 | 3,732 142 9 | 26,794 26 | — 0,267 942 6 |
| 5 | 1 | 4 | 1 | 3,732 057 4 | 26,794 87 | — 0,267 948 7 |
| 6 | 1 | 4 | 1 | 3,732 051 3 | 26,794 91 | — 0,267 949 1 |
| 7 | 1 | 4 | — | 3,732 050 9 | 26,794 92 | — |

Tabelle III.

| r | β | N β | | N β | | usf. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | + | — | — | — | |
| 1 | . . . | . . . | . . . | . . . | . . . | |
| 2 | . . . | . . . | . . . | . . . | . . . | |
| 3 | . . . | . . . | . . . | . . . | . . . | |
| . | . . . | . . . | . . . | . . . | . . . | |
| . | . . . | . . . | . . . | . . . | . . . | |
| n | . . . | . . . | . . . | . . . | . . . | |
| | | $\sum_1^n + N\beta$ | $\sum_1^n - N\beta$ | $\sum_1^n + N\beta$ | $\sum_1^n - N\beta$ | |
| | | $M_1 = \sum_1^n \pm N\beta$ | | $M_2 = \sum_1^n \pm N\beta$ | | usf. |

rechnerische Untersuchung eines Balkens über 8 gleichen Öffnungen gegeben. Die u. a. auch im Betonkalender abgedruckten, dort bis 5 Öffnungen reichenden Fuchsschen Tabellen werden dadurch eine vielleicht für manchen willkommene Erweiterung erfahren. Es sei dahingestellt, ob in vielen Fällen eine Kontinuität über 8 Felder praktisch überhaupt zur Auswirkung kommt. Diese oft und viel umstrittene Frage findet jedoch darin eine indirekte Erledigung, daß sehr viele Konstrukteure unter Verzicht auf die rechnungsmäßig schwer zu erfassende Einspannung an den Rippen, die Kontinuität aus letzterem Grunde weitgehendst ausnutzen.

Die nachstehenden Berechnungen sind im Verfolg der grund-

Tabelle II : 100 β

| r | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | + 26,7950 | — 7,1797 | + 1,9238 | — 0,5155 | + 0,1381 | — 0,0368 | + 0,0092 |
| 2 | — 7,1797 | + 28,7187 | — 7,6951 | + 2,0619 | — 0,5528 | + 0,1473 | — 0,0368 |
| 3 | + 1,9238 | — 7,6951 | + 28,8568 | — 7,7320 | + 2,0711 | — 0,5528 | + 0,1381 |
| 4 | — 0,5155 | + 2,0619 | — 7,7320 | + 28,8660 | — 7,7320 | + 2,0619 | — 0,5155 |
| 5 | + 0,1381 | — 0,5528 | + 2,0711 | — 7,7320 | + 28,8568 | — 7,6951 | + 1,9238 |
| 6 | — 0,0368 | + 0,1473 | — 0,5528 | + 2,0619 | — 7,6951 | + 28,7187 | — 7,1797 |
| 7 | + 0,0092 | — 0,0368 | + 0,1381 | — 0,5155 | + 1,9238 | — 7,1797 | + 26,795 0 |

| Belastungsfälle: | Feldmomente | | | | Stützenmomente | | | | | | | Beiwert | Stützendrücke | | | | | Beiwert |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_1$ | $M_2$ | $M_3$ | $M_4$ | $M_B$ | $M_C$ | $M_D$ | $M_E$ | $M_D'$ | $M_C'$ | $M_B'$ | | A | B | C | D | E | |
| A B C D E D' C' B' A' g; $M_1$ $M_2$ $M_3$ $M_4$ | + 0,0777 | + 0,0339 | + 0,0438 | + 0,0412 | — 0,106 | — 0,077 | — 0,085 | — 0,082 | — 0,085 | — 0,077 | — 0,106 | g l² | 0,394 | 1,134 | 0,964 | 1,010 | 0,995 | g l |
| p | + 0,1000 | — 0,0458 | + 0,0844 | — 0,0419 | — 0,053 | — 0,039 | — 0,043 | — 0,041 | — 0,043 | — 0,039 | — 0,053 | p l² | | | | | | |
| | — 0,0264 | + 0,0794 | — 0,0406 | + 0,0831 | — 0,053 | — 0,039 | — 0,043 | — 0,041 | — 0,043 | — 0,039 | — 0,053 | p l² | | | | | | |
| B | | | | | — 0,120 | — 0,021 | — 0,047 | — 0,040 | — 0,043 | — 0,039 | — 0,053 | p l² | | 1,219 | | | | p l |
| C | | | | | — 0,035 | — 0,110 | — 0,023 | — 0,046 | — 0,041 | — 0,039 | — 0,053 | p l² | | | 1,163 | | | p l |
| D | | | | | — 0,058 | — 0,019 | — 0,115 | — 0,022 | — 0,048 | — 0,037 | — 0,053 | p l² | | | | 1,188 | | p l |
| E | | | | | — 0,052 | — 0,044 | — 0,023 | — 0,113 | — 0,023 | — 0,044 | — 0,052 | p l² | | | | | 1,180 | p l |

| Belastungsfälle | Feldmomente | | | | Stützenmomente | | | | | | | Beiwert | Stützendrücke | | | | | Beiwert |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_1$ | $M_2$ | $M_3$ | $M_4$ | $M_B$ | $M_C$ | $M_D$ | $M_E$ | $M_D'$ | $M_C'$ | $M_B'$ | | A | B | C | D | E | |
| G; $M_1$ $M_2$ $M_3$ $M_4$ | + 0,171 | + 0,113 | + 0,128 | + 0,124 | — 0,159 | — 0,116 | — 0,128 | — 0,124 | — 0,128 | — 0,116 | — 0,159 | Gl | 0,341 | 1,201 | 0,946 | 1,015 | 0,992 | G |
| P; A B C D E D' C' B A' | + 0,210 | — 0,069 | + 0,189 | — 0,063 | — 0,079 | — 0,058 | — 0,064 | — 0,062 | — 0,064 | — 0,058 | — 0,079 | Pl | | | | | | |
| P | — 0,040 | + 0,181 | — 0,061 | + 0,187 | — 0,079 | + 0,058 | — 0,064 | + 0,062 | — 0,064 | + 0,058 | — 0,079 | Pl | | | | | | |
| P; B | | | | | — 0,180 | — 0,031 | — 0,071 | — 0,060 | — 0,064 | — 0,058 | — 0,088 | Pl | | 1,328 | | | | P |
| P; C | | | | | — 0,052 | — 0,166 | — 0,035 | — 0,070 | — 0,062 | — 0,059 | — 0,079 | Pl | | | 1,246 | | | P |
| P; D | | | | | — 0,086 | — 0,029 | — 0,172 | — 0,033 | — 0,072 | — 0,056 | — 0,080 | Pl | | | | 1,282 | | P |
| P; E | | | | | — 0,077 | — 0,066 | — 0,035 | — 0,170 | — 0,035 | — 0,066 | — 0,078 | Pl | | | | | 1,271 | P |

| Belastungsfälle Lasten in den Drittelpunkten | Feldmomente | | | | Stützenmomente | | | | | | | Beiwert | Stützendrücke | | | | | Beiwert |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_1$ | $M_2$ | $M_3$ | $M_4$ | $M_B$ | $M_C$ | $M_D$ | $M_E$ | $M_D'$ | $M_C'$ | $M_B'$ | | A | B | C | D | E | |
| G; $M_1$ $M_2$ $M_3$ $M_4$ | + 0,239 | + 0,102 | + 0,120 | + 0,111 | — 0,282 | — 0,206 | — 0,227 | — 0,220 | — 0,227 | — 0,206 | — 0,282 | Gl | 0,718 | 2,357 | 1,904 | 2,027 | 1,986 | G |
| P; A B C D E D' C' E A' | + 0,286 | — 0,116 | + 0,227 | — 0,112 | — 0,141 | — 0,103 | — 0,113 | — 0,110 | — 0,113 | — 0,103 | 0,141 | Pl | | | | | | |
| | — 0,047 | + 0,218 | — 0,107 | + 0,222 | — 0,141 | — 0,103 | — 0,113 | — 0,110 | — 0,113 | — 0,103 | — 0,141 | „ | | | | | | |
| B | | | | | — 0,320 | — 0,055 | — 0,126 | — 0,107 | — 0,114 | — 0,103 | — 0,141 | „ | | 2,584 | | | | P |
| C | | | | | — 0,093 | — 0,295 | — 0,062 | — 0,123 | — 0,110 | — 0,104 | — 0,141 | „ | | | 2,435 | | | P |
| D | | | | | — 0,154 | — 0,052 | — 0,306 | — 0,058 | — 0,127 | — 0,099 | — 0,142 | „ | | | | 2,501 | | „ |
| E | | | | | — 0,137 | — 0,117 | — 0,062 | — 0,302 | — 0,062 | — 0,117 | — 0,137 | „ | | | | | 2,481 | P |

legenden Untersuchungen von Müller-Breslau[1]) aufgestellt. Dort erfolgt die Auflösung von n linearen Gleichungen mit Hilfe von zu berechnenden Multiplikatoren β, die für jeglichen Belastungszustand gelten.

[1]) Eisenbau 1916 und Graph. Statik, Bd. II (1) 5. Aufl.

Für obiges Tragwerk stehen folgende 7 Gleichungen zu Gebote:

$$4\,M_1 + M_2 = -N_1 \qquad M_4 + 4\,M_5 + M_6 = -N_5$$
$$M_1 + 4\,M^2 + M_3 = -N_2 \qquad M_5 + 4\,M_6 + M_7 = -N_6$$
$$M_2 + 4\,M^3 + M_4 = -N_3 \qquad M_6 + 4\,M_7 = -N_7$$
$$M_3 + 4\,M_4 + M_5 = -N_4$$

| Belastungsfälle Lasten in den Viertelpunkten | Feldmomente | | | | Stützenmomente | | | | | | | Beiwert | Stützendrücke | | | | | Beiwert |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_1$ | $M_2$ | $M_3$ | $M_4$ | $M_B$ | $M_C$ | $M_D$ | $M_E$ | $M_D'$ | $M_C'$ | $M_B'$ | | A | B | C | D | E | |
| G ($M_1$, $M_2$, $M_3$, $M_4$) | + 0,302 | + 0,157 | + 0,196 | + 0,186 | — 0,396 | — 0,290 | — 0,319 | — 0,309 | — 0,319 | — 0,290 | — 0,396 | Gl | 1,104 | 3,503 | 2,885 | 3,039 | 2,981 | G |
| P (A B C D E D' C' B' A') | + 0,401 | + 0,172 | + 0,348 | + 0,157 | — 0,198 | — 0,145 | — 0,159 | — 0,155 | — 0,159 | — 0,145 | — 0,198 | Pl | | | | | | |
| | + 0,099 | + 0,328 | — 0,152 | + 0,343 | — 0,198 | — 0,145 | — 0,159 | — 0,155 | — 0,159 | — 0,145 | — 0,198 | Pl | | | | | | |
| B | | | | | — 0,449 | — 0,078 | — 0,178 | — 0,150 | — 0,161 | — 0,145 | — 0,198 | Pl | | 3,821 | | | | P |
| C | | | | | — 0,131 | — 0,414 | — 0,087 | — 0,174 | — 0,155 | — 0,146 | — 0,198 | Pl | | | 3,610 | | | P |
| D | | | | | — 0,216 | — 0,074 | — 0,430 | — 0,083 | — 0,179 | — 0,140 | — 0,199 | Pl | | | | 3,703 | | P |
| E | | | | | — 0,193 | — 0,164 | — 0,088 | — 0,425 | — 0,088 | — 0,164 | — 0,193 | Pl | | | | | 3,674 | P |

Nach der angegebenen Quelle ergeben sich die Zwischenwerte in Tabelle I und die endgültigen β-Werte in Tabelle II.

Die in der Tabelle II errechneten β-Werte stimmen im übrigen mit den Zahlenrechtecken von Dr. Lewe[2]) überein, der in den unten angegebenen Abhandlungen eine Anzahl fertiger Zahlenrechtecke ermittelt hat, so daß man dadurch der Auflösung der n — 3 gliedrigen Gleichungen entraten kann.

Allgemein kann die Ausrechnung der Stützenmomente $M = \sum N \beta$ zweckmäßig in Form folgender Tabelle erfolgen:

Hat man auf diese Art die 7 Belastungsfälle für gleichmäßige Belastung ermittelt und sind, wie im vorliegenden Beispiel, gegen die Feldmitten symmetrische Lastgruppen vorhanden, so kann man sich mit Vorteil der Beiwerte von Dr. Vinzenz[3]) bedienen. Sind dagegen beliebige Lastgruppen gegeben, dann wird sich der Vorteil der obigen Tabelle III ganz besonders zeigen.

# AUTOKARTOGRAPH UND DOPPELPROJEKTOR.

*Von Prof. Dr. Hugershoff.*

In einem von dem Studierenden der Ingenieurwissenschaften R. Starke in dieser Zeitschrift am 15. Mai 1923 veröffentlichten Artikel*) wird versucht, nachzuweisen, daß der von der „Jnag" angewandte Doppelprojektionsapparat zur Herstellung von Karten aus Luftmeßbildern denjenigen Apparaten überlegen ist, die, bei binokularer Betrachtung zusammengehöriger Meßbilder, durch Entlangführen einer körperlich gesehenen Meßmarke an dem virtuellen Geländemodell Situations- und Schichtlinienkarten ergeben.

**Abb. 1—5, Schrägaufnahmen.**



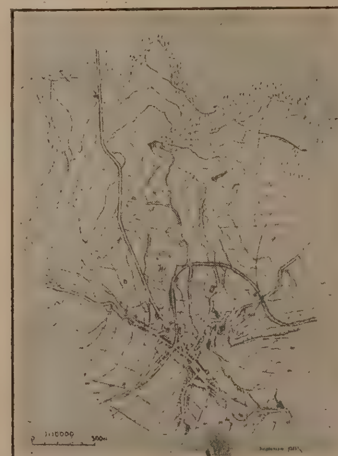


Abb. 1.

Der versuchte Nachweis ist durch die Ausführungen des Herrn Starke nicht erbracht worden. Ein solcher Nachweis könnte heute, wo die von Herrn Starke bemängelten Apparate bereits Vollgültiges leisten, gegebenenfalls nur dadurch erbracht werden, daß eine größere Anzahl von Karten vorgeführt würde, die mit dem „Jnag"-Apparat unter Kontrolle von geodätisch und photogrammetrisch erfahrenen Fachleuten hergestellt und auf den Grad ihrer Genauigkeit geprüft worden sind.

Karten solcher Art aber sind mit dem von der „Jnag" propagierten „Doppelprojektor" meines Wissens noch nicht geschaffen worden; von der durch Modellversuche erhaltenen

---

[2]) Eisenbau 1916 und sein Buch: Die Berechnung der durchlaufenden Träger und mehrstieligen Rahmen nach der Methode des Zahlenrechtecks.

[3]) Dr. Vinzenz im „Bauingenieur" 1921.

*) In ähnlicher Form wurde dieser Artikel auch veröffentlicht in der „Illustrierten Flugwoche" vom 9. Mai 1923.

„Karte von Rüdersdorf bei Berlin“ darf man wohl absehen.

Einstweilen also gilt noch immer der von Dr. O. v. Gruber mit vollem Recht aufgestellte Satz, daß die (mit dem Inag-Apparat) erreichbare Genauigkeit. . . . . . . . nur die einer Kartenskizze ist, ohne daß gegenüber anderen Konstruktionen ein zeitlicher Vorteil erreicht werden kann.

Daß ein solcher Apparat einfacher sein kann als eine Konstruktion, die exakte Karten in der gleichen Zeit liefert, ist wohl selbstverständlich.

Selbstverständlich ist es auch, daß ein solcher Apparat billiger sein kann; aber was hat der Preis selbst der teuersten gegenwärtig existierenden Auswertemaschine zu bedeuten gegenüber den Kosten, welche die zur Herstellung der Meßbilder erforderlichen Flüge verursachen? Zur Auswertung der Luftbilder sind deshalb die besten Apparate gerade gut genug. Die Wahl eines „billigen“ Apparates, der nur „Kartenskizzen“ liefert, wäre im höchsten Maße unwirtschaftlich.

Über die prinzipielle Überlegenheit der seit mehr als einem Jahrzehnt bewährten stereoskopischen Meßmethode über die im „Jnag-Doppelprojektor“ angewandte Projektionsmethode kann an dieser Stelle nicht gesprochen werden. Praktisch erhellt diese Überlegenheit am besten aus den am Schlusse reproduzierten Meßbildern und den zugehörigen Karten, die sämtlich hergestellt wurden mit dem von der Firma Gustav Heyde G. m. b. H. Dresden nach den Angaben von Hugershoff gebauten Autokartographen.





Abb. 2.



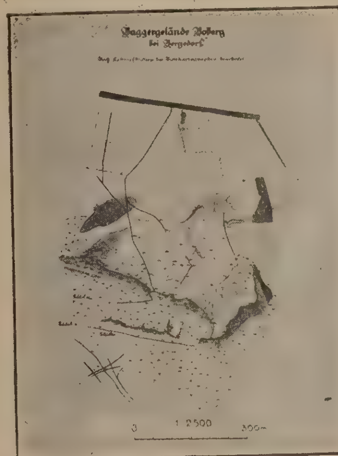
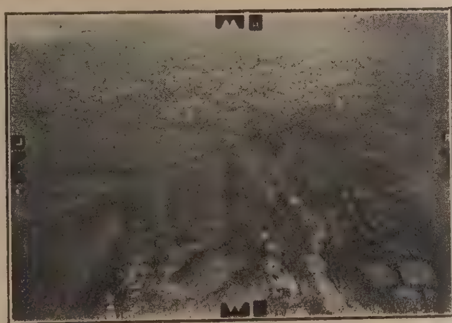


Abb. 3.



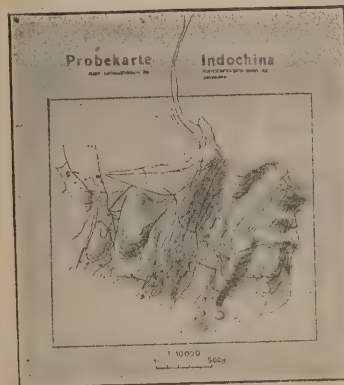
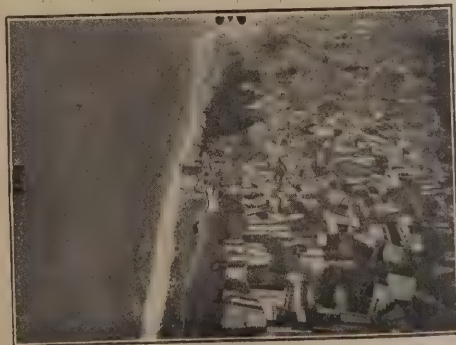



Abb. 4.



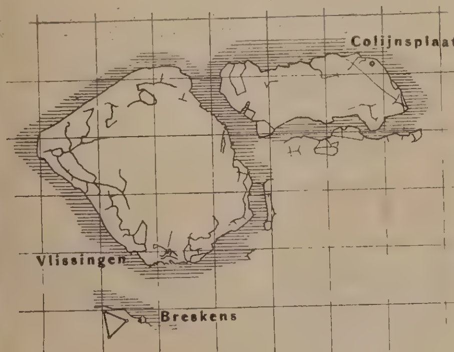



Abb. 5.

Bei sämtlichen Aufnahmen lagen die Kamera-Achsen windschief im Raum. Die Karten 1 bis 6 sind aus Luftmeßbildern gewonnen. Über ihre Genauigkeit hat im Mai d. J. die Abteilung Sachsen des Reichsamtes für Landesaufnahme neue Untersuchungen angestellt, die als mittleren Höhenfehler einer Karte im Maßstab 1 : 10 000 $\pm$ 0,37 m und als mittleren Streckenfehler $\pm$ 0,38 m auf 100 m ergaben.

Die Bilder 7, 8 und 9 wurden an Bord eines Schiffes bzw. von einem terrestrischen Standpunkt aus freihändig aufgenommen. Die Karten 10-12 sind aus Stativaufnahmen hervorgegangen. Die wiedergegebenen Karten bedecken ein Gebiet von etwa 250 km². Die Maßstäbe der Originalausarbeitung bewegen sich zwischen 1 : 2000 und 1 : 25000.

Die Karten 1—5 beruhen auf Schrägmeßbildern, die Karte 6 auf Senkrechtaufnahmen und die Karten

bis 12 auf schwach geneigten bzw. wagerechten Aufnahmen.

Zur Herstellung der Karte 5 waren für 16 Platten insgesamt nur 4 trigonometrische Punkte gegeben, bei den anderen Karten kamen auf je 1 Plattenpaar 3 trigonometrische Punkte.

Schon aus dieser Zusammenstellung geht hervor, welcher universellen Anwendung der Autokartograph fähig ist, der einer von O. v. Gruber aufgestellten Instrumentengruppe den Namen gab.

Hier ist ein weiterer Irrtum des Herrn R. Starke zu berichtigen.

Herrn Dr. O. v. Gruber ist es sicherlich nicht entgangen, daß Herr Dr. Gasser bereits 1915 einen „windschiefen Stereokomparator" erfunden hat (D.R.P. 306385, Abb. 25): er wird diesen angeblich „grundlegenden" Apparat aber wohl deshalb nicht erwähnt haben, weil er als Fachmann beim Studium

**Senkrechtaufnahmen.**



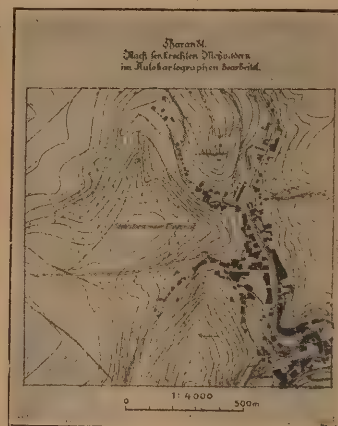



Abb. 6.

**Abb. 7—9, angenäherte wagerechte Aufnahmen aus freier Hand.**



Abb. 7.

dieses seltsamen Konstruktionsentwurfes sofort erkennen mußte, daß dieser „windschiefe" Stereokomparator den ihm zugeschriebenen Zweck gar nicht erfüllen kann. Herr R. Starke bemerkt nämlich ganz richtig, daß zu einer automatisch arbeitenden Ausmeßmaschine des Autokartographen-Typs u. a. ein Panorama-Fernrohr mit automatisch drehbaren Aufrichtprismen gehört. Solche automatisch drehbare, d. h. mit den Drehachsen der Fernrohrspiegel zwangläufig gekuppelten Prismen besitzt aber der „windschiefe" Apparat Dr. Gassers nicht. Dieser und andere prinzipielle Fehler bewirken, daß die von Gasser vorgeschlagene Konstruktion sich günstigstenfalls zur bloßen Betrachtung von stereoskopischen Bildpaaren, niemals aber zur Kartenzeichnung in fortlaufender Linienführung hätte verwenden lassen. Die „Jnag" hat sich schwere Enttäuschungen erspart, als sie sich entschloß, vom Bau dieses Apparates abzusehen.

Daß auch der Bauersfeldsche Stereoplanigraph nach jenen merkwürdigen Gasserschen „Prinzipien" gebaut sein soll, wird von Herrn Dr. Bauersfeld, falls er das für nötig hält, leicht widerlegt werden können.

Auch die wirklich grundlegenden Arbeiten Scheimpflugs aus den Jahren 1896/97 sind von Herrn R. Starke in ganz schiefer Auffassung wiedergegeben. Wir müssen aber in dieser Beziehung den Leser auf die klaren Ausführungen Scheimpflugs selbst (in der Photographischen Korrespondenz vom Jahre 1898) verweisen, deren Text übrigens verblüffende Übereinstimmungen mit dem Text des „Jnag"-Prospektes aufweist. Auch das Referat Professor Doležals über diese Scheimpflugsche Arbeit im „Mechaniker" vom Jahre 1899 ist sehr lesenswert. Hier weist Doležal als erster auf die Möglichkeit hin, die Scheimpflugsche Apparatur für die Luftbildmessung zu verwenden.

Aus diesen Texten geht u.a. klar hervor, daß Scheimpflug auch nicht im entferntesten daran gedacht hat, die Aufnahmeapparate an dem Tisch „festzuschrauben": Scheimpflug benutzte seinen Doppelprojektor nur zum Zwecke eines Modellversuches als Aufnahmeapparat; er tat also genau dasselbe, was später Herr Dr. Gasser machte, als er sich auf Grund von vorhandenen Karten ein Modell des Rüdersdorfer Geländes herstellte, dieses mit dem „festgeschraubten" Doppelprojektor photographierte und die so erhaltenen Bilder dann wieder projizierte.

Bei dieser Projektion treten nun in der Tat gewisse optische Schwierigkeiten besonders dann auf, sobald man Schrägaufnahmen verwendet. Diese Schwierigkeiten hat aber Herr Dr. Gasser nicht gemeistert, sondern einfach umgangen,





Abb. 8.

indem er nu Senkrechtaufnahmen verwenden will, für die jene Schwierigkeiten in geringerem Maße bestehen. Er macht nun aus der Not eine Tugend und stellt die Behauptung auf, daß „nach übereinstimmendem Urteil" für eine gute Karte nur Senkrechtaufnahmen in Frage kommen.

Senkrechtaufnahmen haben Vorzüge und Nachteile. Zu ersteren gehört die gute Geländeeinsicht, die sie gewähren, zu letzteren die Kleinheit des von ihnen überdeckten Geländeausschnittes.

Die Nachteile überwiegen hier im allgemeinen die Vorteile, denn abgesehen davon, daß auch die Schrägaufnahmen von hohen Luftstandpunkten zumeist — abgesehen von dichtbebauten und reinen Waldgebieten — eine völlig ge-

[gen]ügende Geländeeinsicht gewähren, überdecken sie einen [w]eit größeren Geländeabschnitt als die Senkrechtaufnahmen. [Di]er letztere Umstand [er]möglicht eine sicherere [B]estimmung des Stand[p]unktes und gestattet [ei]ne starke Einschrän[k]ung in der Zahl der er[fo]rderlichen trigonometri[sc]hen Punkte, vermindert so die Kosten der Neben[ar]beiten ganz beträchtlich.

Wie sehr die „Jnag" [a]uf die ausschließliche [H]erstellung von „Karten[s]kizzen" eingestellt ist, [g]eht aus der Bemerkung [d]es Herrn R. Starke her[v]or, daß die „Jnag" über[h]aupt keine trigonometri[s]chen Punkte braucht, [a]ußer vielleicht für ein [e]inziges Plattenpaar. Die übrigen Platten sollen [d]ann optisch an die Ausarbeitung des ersten [P]lattenpaares „angepaßt" werden. Da eine solche [A]npassung nur auf Grund der bereits gezeichne[t]en Geländeeinzelheiten an einem schmalen [S]treifen einer Platte erfolgen kann, so fehlt für [d]en größten Teil der „angepaßten" Platte die [e]xakte Kontrolle für die richtige Lage. Das [E]rgebnis wird stets ein Kartenstreifen sein, [d]essen Genauigkeit stark abnimmt mit der Zahl [d]er so angepaßten Platten. Solche mehr oder [w]eniger „flüchtigen" Pläne lassen sich selbstverständlich mit jedem beliebigen Kartierungsgerät herstellen. Wir verweisen hier auf die Karte 5, über deren trigonometrische Grundlagen oben berichtet wurde.



Abb. 9.




Abb. 10—12, angenäherte wagerechte Aufnahmen vom Stativ.






Abb. 10.



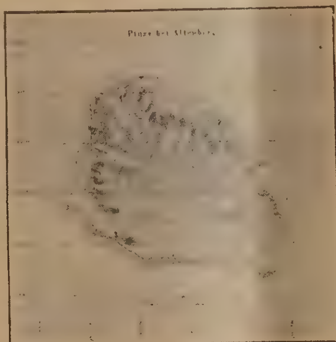


Abb. 11.






Abb. 12.

Umständliche Rechnungen zur Orientierung der Meßbilder sind bei Verwendung des Autokartographen nicht erforderlich: die Bildorientierung wird mit diesem Instrument mechanisch vorgenommen durch optisches Einpassen der Meßbilder auf die erforderlichen 3 trigonometrischen Punkte, die sich allerdings, sobald die Herstellung exakter Karten beabsichtigt ist, über das gesamte Bildfeld verteilen müssen. Bei diesem Einpassen ist es ganz gleichgültig, ob es sich um Schräg- oder Senkrechtaufnahmen handelt. Daß letztere „früher so sehr gefürchtet" gewesen sein sollen, ist mir unbekannt. Jedenfalls beweist schon die unten reproduzierte Karte 6, daß der Autokartograph Senkrecht-Aufnahmen mit derselben Leichtigkeit zu bearbeiten gestattet wie Schräg- und Horizontalaufnahmen, während letztere dem Doppelprojektor der „Jnag" unzugänglich sind.

Unrichtig ist auch die Behauptung des Herrn R. Starke, daß sich Senkrechtaufnahmen mit dem „Jnag-Doppelprojektor" am leichtesten auswerten lassen. Abgesehen vom Autokartographen und dem Bauersfeldschen Stereoplanigraphen, die zum Vergleich nicht herangezogen werden können, da sie exakte Karten und nicht Kartenskizzen, und zwar aus beliebig gerichteten Aufnahmen liefern, gibt es eine Reihe von Instrumenten, bei denen speziell die flüchtige Ausarbeitung von Senkrechtaufnahmen mindestens ebenso leicht ist als bei dem Scheimpflug-Gasserschen Projektor. Wir erwähnen hier nur den Devilleschen Planigraphen und den Doppelprojektor des Italieners Nistri.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Dipl.-Ing. H. Sievers, Dresden.*

## Baustoffkunde.

1048. Grenzen der Ausnutzung der Verfestigung des Flußeisens in Eisenbauwerken. Von Regierungs- und Baurat Füchsel, Berlin. Bauingenieur 1923, Nr. 14, S. 422—423, 7 Abb. Hinweis auf die Kaltreckung durch Werkstattbearbeitung und die dadurch gesteigerte Gefahr der Rißbildung und höhere Kerbempfindlichkeit. Beispiel eines Knotenbleches, bei dem sich an einem aufgedornten Nietloch ein Riß bildete.

1049. Die Beziehungen zwischen Zugfestigkeit, Härte und gebundenem Kohlenstoff beim Gußeisen. Von Dr.-Ing. Schütz, Leipzig. Stahl u. Eisen 1923, Nr. 22, S. 720—722, 3 Abb. Ableitung einer Formel für das Verhältnis der Brinellhärte zur Zugfestigkeit und Feststellung der Abhängigkeit vom Gefüge auf Grund von Versuchen der Eisen- und Stahlwerke Meier & Weichelt, Leipzig.

1050. Die Bestimmung des Poreninhaltes, des Wasserhaltungs- und des Wasseraufnahmevermögens von Sand und ähnlichen Materialien. Von Oberchemiker Dr. Bach. Gesundheits-Ingenieur 1923, Nr. 31, S. 300—303, 2 Abb. Beschreibung eines einfachen, vom Verfasser konstruierten Apparates.

1051. Aus der Steinholzindustrie. Von Fasse, Hannover. D. Bztg. 1923, Nr. 58, S. 283. Einfluß der Unterlage auf Steinholzfußböden und die sich daraus ergebenden baulichen Maßnahmen.

1052. Das Steinholz. Seine Herstellung, Verwendung und Vorzüge. Baumarkt 1923, Nr. 31, S. 347—348, Nr. 32, S. 355—356. Veröffentlichung der Arbeit von Braun, 1. Preisträgers eines Preisausschreibens der Vereinigung anerkannter Steinholzfabrikanten.

## Baumaschinen.

— — — —

## Statik und Festigkeitslehre.

1053. Träger doppelter Krümmung. Von Yosei Yamada. Bauingenieur 1923, Nr. 14, S. 418—421, 1 Abb. Ableitung allgemeiner Beziehungen mit Hilfe des Castiglianschen Satzes.

1054. Beitrag zur Berechnung eingespannter Brückengewölbe bei wagerechter Belastung durch eine Einzellast im Scheitel. Von Ing. de Ginder, Frankfurt a. M. Beton und Eisen 1923, Nr. 15, S. 200—202, 3 Abb. Rechnerische Untersuchung des bei Berücksichtigung der Bremskräfte auftretenden Lastfalles.

1055. Die Knicksicherheit der Druckstäbe nach den preußischen Hochbauvorschriften. Von Oberingenieur Senft, Leipzig. Zentralblatt 1923, Nr. 57/58, S. 338—340, 5 Abb. Forderung der Herabsetzung der Sicherheiten für die schlanken Stäbe und Berücksichtigung der Einspannung auf Grund eines Vergleichs mit den Erfahrungen der Praxis und den österreichischen und bayerischen Vorschriften.

1056. Berechnung des über zwei Öffnungen durchlaufenden, parabelförmigen Bogenträgers. Von Léon Légens. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 26, S. 619—621 mit 7 Abb. Ableitung der Einflußlinien für das aus zwei Zweigelenkbogen zusammengesetzte System.

1057. Die Berechnung von verankerten Leitungsmasten. Anwendung auf die Masten der Funkstation Sainte-Assise. Von Marius Bourseire. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 5, S. 97—105 mit 18 Abb. Berechnung der Masten und Untersuchungen über den Einfluß der Ankerseile.

## Brückenbau.

### a) Allgemeines.

1058. Brückenumbauten zur Einführung elektrischer Zugförderung auf Vollbahnen. Von Regierungsbaurat Dr. Ing. Pirath, Hannover. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 29/30, S. 214—218, 11 Abb. Gesichtspunkte für die Erweiterung der Lichtraumumgrenzung und Erfahrungen bei Brückenumbauten.

### b) Hölzerne Brücken.

— — — —

### c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

### d) Eisenbetonbrücken.

1059. Durchlasse in Eisenbeton für Eisenbahnen. Von Dr. techn. Proksch, Sinaia. Beton und Eise 1923, Nr. 15, S. 193—194, 10 Abb. Vergleich verschiedene Typen anläßlich der Verstärkung rumänischer Linien für de N-Lastenzug, wobei bei Lichtweiten bis 10 m Eisenbeton konstruktionen Verwendung finden, die seitlich montiert un eingeschoben werden.

1060. Der Umbau der Tournelle-Brücke i Paris. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 25, S. 606 mit 2 Abb Beschreibung der neuen Brücke mit 73,8 m Stützweite in Eisenbetonkonstruktion, die an Stelle einer gewölbten Brücke mi 6 Öffnungen erbaut wird. Die alte Brücke war im Jahre 165 erbaut und durch Hochwasser im Jahre 1910 stark beschädig worden.

1061. Die Candelier-Brücke über die Sambr Von M. Freyssinet. Annales des Ponts et Chaussées 192 Nr. 2, März-April, S. 165—197 mit 12 Abb. und 1 Tafel. Ein gehender Bericht über die Bauausführung der Zweigelenk bogenbrücke in Eisenbetonkonstruktion von 640 m Stützweit und einem Pfeilverhältnis von 1 : 10. Sie dient zur Überführung der Bahn Paris—Berlin über die Sambre.

### e) Eiserne Brücken.

1062. Stoßwirkungen bei eisernen Eisenbahnbrücken. Von Dr.-Ing. F. Brunner, Duisburg. Bauingenieur 1923, Nr. 14, S. 413—418, 8 Abb. Neue Vorschläg für die Annahme der Stoßziffer in Abhängigkeit von dem Verhältnis der Kraftwirkung infolge ständiger Last zur Kraftwirkung infolge Verkehrsbelastung bei jedem einzelne Bauteil.

1063. Weserbrücke bei Eisbergen. Von Dr.-Ing Kulka, Hannover. Bauingenieur 1923, Nr. 14, S. 425—428 8 Abb. Konstruktion und Bauvorgang der im Freivorbau aufgestellten 132 m langen eisernen Auslegerbrücke.

1064. Federnde Aufhängung von eiserne Rohrleitungen. Von Stadtbaumeister Künzel, Charlottenburg. D. Bztg. 1923, Nr. 58, S. 281, 7 Abb. Vorrichtun zur Aufnahme von Stoßwirkungen bei der Aufhängung a eiserne Brücken.

## Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

1065. Der Speicherbau am Freihafen i Flensburg. Von Dr. Dr.-Ing. Luther. Werft, Reedere Hafen 1923, Nr. 14, S. 389—394, 10 Abb. Konstruktion un maschinelle Einrichtung des Eisenbetonspeichers von 6000 Fassungsvermögen.

1066. Lagerhausneubau der Firma Alber Wöhrmann Söhne, Wesel. Von Oberingenieur v. Benningen, Wesel. Beton und Eisen 1923, Nr. 14, S. 182—183 4 Abb. Rahmenkonstruktion in Eisenbeton mit Ausmauerun der Gefache in Betonhohlsteinen.

1067. Das Großkraftwerk Franken. Von Architekt Schmeißner, Nürnberg. Zentralblatt 1923, Nr. 61/62, S. 316 bis 363, 3 Abb. Wärmekraftwerk, für 70000 PS ausbaufähig

1068. Eisenbetonkonstruktionen für eine Tuchweberei in M.-Gladbach. Von Oberingenieu Kraus, Düsseldorf. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923 Nr. 11, S. 81—84, 4 Abb. Hallenbauten von 7450 $m^2$ Grundfläche.

1069. Beitrag zur Berechnung der Ringspannungen bei Eisenbetonringen. Von Dipl.-Ing. F. Schleicher, Karlsruhe. Bauingenieur 1923, Nr. 14 S. 424—425, 1 Abb. Wärmespannungen bei Eisenbetonschornsteinen unter der Annahme linearen Temperaturabfalles von innen nach außen.

## Gründungsarbeiten usw.

1070. Die Tragfähigkeit von Gründungspfählen. Von G. Pigeaud. Le Génie Civil 1923, Bd. 83 Nr. 4, S. 77—80. Besprechung der bisherigen Ergebnisse von Untersuchungen über die Tragfähigkeit gerammter Pfähle in Holland und Frankreich.

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1071. Beitrag zur Berechnung von Kanalprofilen. Von Ing. J. Zylberscher, Spiez. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 6, S. 73—76. Verbesserung des von Melli angegebenen auf der Chézyschen Formel aufgebauten graphisch-tabellarischen Verfahrens.

1072. Neues Verfahren zur Berechnung der Durchlässigkeit wasserführender Bodenschichten. Von Zivilingenieur Koschmieder, Berlin. Gas- und Wasserfach 1923, Nr. 21, S. 301—303. Einfache Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes durch Pumpversuche an Brunnen.

1073. Über die Wasserspiegellage in offenen Gerinnen. (Stau- und Absenkung.) Von Dr. techn. H. Kreitner, St. Pölten. Z. d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1923, Nr. 31/32, S. 197—203, 4 Abb. Graphische Untersuchung der stationären ungleichförmigen Strömung.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1074. Die Erweiterungsbauten im Hafen von Algier. Von P. Calfas. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 4, S. 73—77 mit 6 Abb. Beschreibung der Pläne für den Ausbau des Hafens, dessen Verkehr mit 8225 Schiffen an 3. Stelle nach Marseille und Le Havre in Frankreich und nach Marseille und Genua im Mittelmeer steht.

1075. Der Erfolg des neuen Aschaffenburger Hafens. Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. K. Günther, Aschaffenburg. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 33, S. 537—538, 1 Abb. Übersicht über die bisherige Entwicklung des 1921 eröffneten Hafens.

1076. Umschlagseinrichtungen an Wasserstraßen. Dreh- und Portalkrane. Von Dipl.-Ing. Mangoldt, Darmstadt. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 31/32, S. 232—235, 7 Abb. Besprechung moderner Konstruktionen.

1077. Die Querschnittsformen neuer Hauptwasserstraßen. Von Dr.-Ing. Krey, Charlottenburg. Zentralblatt 1923, Nr. 57/58, S. 341—342, 1 Abb. Technische und wirtschaftliche Kritik eines von Sympher für 1000 t-Schiffe vorgeschlagenen Profiles.

1078. Uferdeckwerke in Form von Matratzen aus Reisig und Geschiebe. Von Regierungsbaurat Dr. Haller. Tiefbau 1923, Nr. 61, S. 206—207, 1 Abb. Beschreibung der amerikanischen Bauweise.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1079. Untersuchungen über die günstigste wasserseitige Neigung der Böschungsfläche von Staumauern bei gefülltem und geleertem Zustand. Von W. Malterre. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Bd. II, März—April, S. 211 bis 233 mit 9 Abb. Rechnerische Ermittlung des vorteilhaftesten Anlaufs von Staumauern für verschiedene Bauarten.

1080. Dreiecksförmige Staumauern in Mauerwerk. Von G. Pigeand Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 25, S. 591—596 mit 3 Abb. Untersuchungen zur Berechnung und Dimensionierung von Schwergewichtsmauern für Talsperren.

1081. Die Maschinenanlagen des Schwarzenbachwerkes im Schwarzwald. Von Baurat Treiber, Karlsruhe. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 3, S. 33—36, Nr. 4, S. 49—51, 7 Abb. Drillingsfreistrahlturbinen von 25 800 PS Volleistung bei 357 m höchstem Nutzgefälle, Drehstromgeneratoren für 30 000 kVA Leistung, Speicherpumpe mit einer Antriebsleistung bis 10 000 PS.

1082. Wasserkraftanlagen und Wasserkraftmaschinen. Von Prof. Ing. A. Budau. Z. d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1923, Nr. 31/32, S. 186—197, 18 Abb. Gesichtspunkte für die Wahl des Turbinensystems. Nebenanlagen. Moderne Vorschläge.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1083. Löffelbagger mit 2,7 m³ Löffelinhalt im Hafen von Takoradi, Cote d'Or, Afrika. Von P. C. Le Génie Civil 1923, Bd. 82, Nr. 25, S. 589—591 mit 3 Abb. und 1 Tafel. Beschreibung des bisher größten in England gebauten Löffelbaggers mit Dampfantrieb. Der Bagger amerikanischer Bauart läuft mit 2 Drehgestellen auf einem Gleis mit 1,067 m Spur. Der Bagger dient zum Aushub felsigen Gesteins beim Hafenbau.

1084. Der Ausbau des Rove-Tunnel des Schiffahrtskanals von Marseille zur Rhone. Von M. Mathieu. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Nr. 2, März—April, S. 125—164 mit 19 Abb. Bericht über die Ausbruchs- und Ausbauarbeiten beim Bau des Rovetunnels (lichte Weite 22 m, Höhe 15,75 m, Wassertiefe 4 m).

### Straßenbau.

1085. Neue Querschnitte für Betonstraßen in Amerika. Cement and Engineering News 1923, Vol. 35, Nr. 7, 2 S., 7 Abb. Einheitsquerschnitte in mehreren Staaten für 5,4 m breite Landstraßen aus Beton eingeführt. Platte nach den Rändern zu bis auf 150 % der sonstigen Stärke verdickt. Dadurch Verhütung der sonst häufigen Risse. Mitunter noch Längsstab am Rande eingelegt.

### Eisenbahnbau und -betrieb.

1086. Benzolmechanische Eisenbahntriebwagen. Verkehrstechnik 1923, Nr. 21, S. 180 bis 182, 4 Abb. Beschreibung der von den Deutschen Werken nach Holland und Dänemark gelieferten Wagen.

1087. Bildung eines Wirtschaftskörpers. Österreichische Bundesbahnen. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 23, S. 521—523. Abdruck des Gesetzes vom 19. Juli 1923.

1088. Die Betriebsergebnisse der fünf großen französischen Eisenbahngesellschaften im Jahre 1922. Revue générale des chemins de fer et des tramways 1923, Bd. 2, Nr. 2, S. 109—128. Der Betrieb der französischen Eisenbahnen hat den Zustand wie vor dem Kriege wieder angenommen, nachdem die Kriegsschäden vollkommen beseitigt sind.

1089. Statistischer Bericht der Eisenbahnen der Vereinigten Staaten von Nordamerika für die Jahre 1911—1921. Revue générale des chemins de fer et des tramways 1923, Bd. 2, Nr. 1, S. 23—29. Zusammenstellung der Betriebsergebnisse, Einnahmen und Ausgaben der Bahnen.

1090. Der Ausbau der Eisenbahnnetze in den französischen Kolonien. Revue générale des chemins de fer et des tramways 1923, Bd. 2, Nr. 2, S. 80—108 mit 7 Abb. Auszug aus einem Bericht des französischen Kolonialministers für die Auswertung der Kolonien.

1091. Schienenbefestigung für Holz- und eiserne Schwellen. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 1, S. 14—15 mit 4 Abb. Beschreibung einer belgischen Schienenbefestigung, bei der der konisch ausgebildete Kopf der Befestigungsschrauben in entsprechende Aussparungen von Klemmplatten eingreift.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

1092. Über die Wirkung von Traßmehl und anderen Steinmehlen auf die Widerstandsfähigkeit von Zementmörtel und Beton. Von Graf, Stuttgart. Beton und Eisen 1923, Nr. 14, S. 185—186. Vergrößerung der Widerstandsfähigkeit, wenn Raumgewicht und Dichte erhöht werden.

1093. Spannungsberechnung rechteckiger Querschnitte bei schiefer Lage der Momentenebene. Von Ing. Habel, Leipzig. Beton und Eisen 1923, Nr. 15, S. 198—200, 6 Abb. Nachweis einer wesentlichen Erhöhung der Betondruckspannungen bei geringer Drehung der Momentenebene.

1094. Der Einfluß des Korngemenges und schlämmiger Anteile des Kiessandes auf die Betonfestigkeit. Von Privatdozent Dr.-Ing. Nitzsche, Frankfurt a. M. Beton u. Eisen 1923, Nr. 15, S. 195—196. Beispiele aus der Praxis, die die Notwendigkeit einer richtigen Zusammensetzung des Füllstoffkorngemenges nachweisen.

1095. Druckfestigkeit und Raumgewicht des Betons. Von Dozent Weiß, Riga. Beton u. Eisen 1923, Nr. 15, S. 196—197. Bedingungen für die Erhöhung der Güte des Betons. Untersuchung der Abhängigkeit von Festigkeit und Raumgewicht auf Grund der bisherigen Veröffentlichungen.

1096. Das Verhältnis der Biegezugfestigkeit zur reinen Zugfestigkeit. Von Oberbaurat Kern, Mödling. Z. d. Ö. Ing.- u. Arch.-V. 1923, Nr. 27/28, S. 165 bis 168, 7 Abb. Aufklärung des Unterschiedes beider Werte bei spröden Stoffen dadurch, daß man das Verhältnis der Elastizitätsziffern im Zug- und Druckbereich sich dem Werte 0 nähern läßt.

1097. Mitteilung aus dem Vereinslaboratorium Karlshorst. Von Dr. Goslich. Zement 1923, Nr. 29, S. 219—221. Durch Versuche wird nachgewiesen, daß keines der wasserabschreckenden Mittel die Zerstörung von Zementmörtel durch schwefelsaure Salze aufhalten kann.

1098. Die Kirche von Raincy (Seine et Oise) in Eisenbetonkonstruktion. Von Ch. Dantin. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 1, S. 1—4, 21 Abb. und eine Tafel. Eingehende Beschreibung der vollständig in Eisenbeton ohne jede Verkleidung erbauten Kirche.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

1099. Wirtschaftliches Hochleistungsbohren und die dazu gehörigen Maschinen. Von Ing. Stephan. Z. d. Österr. Ing.- u. Arch.-V., Nr. 29/30, S. 173—175, 6 Abb. Vergleich der Wirtschaftlichkeit und Leistungsfähigkeit verschiedener Typen.

### Holzbau.

— — — —

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

1100. Straßenkosten und Baublocklängen. Von Baurat Sierks, Dresden. Städt. Tiefbau 1923, Nr. 13/14, S. 45—47. Empfehlung von Baublocklängen von 600—1000 m bei 1—3 Querverbindungen für Fußgänger.

1101. Die Wiedergewinnung von Öl und Fett aus Abwässern. Von Dipl.-Ing. Paulsen. Industriebau 1923, Nr. 6, S. 76. Besprechung des O. M. S.-Systems der Deutschen Abwässer-Reinigungsgesellschaft in Wiesbaden.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

1102. Neue Schienenprofile für Straßen- und Überlandbahnen. Schwellenloser Oberbau auch auf besonderem Bettungskörper. Von Professor Dr.-Ing. Wentzel, Aachen. Verkehrstechnik 1923, Nr. 18, S. 153—154, 4 Abb. Beschreibung eines neuen sehr steifen Profiles der Rombacher Hüttenwerke, Verbesserungsvorschläge.

1103. Einmann-Straßenbahnwagen. Von Baurat Soberski, Berlin, Elektr. Betrieb 1923, Nr. 15, S. 169—170. Besprechung der englischen und amerikanischen Einrichtungen.

### Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

1104. Zwangsbeiträge der Arbeitgeber zum Kleinwohnungsbau in Preußen. Von Dr.-Ing. Heckner. Industriebau 1923, Nr. 4, S. 51—52. Besprechung der diesbezüglichen Erweiterung des Kommunalabgabengesetzes.

### Bauunfälle.

1105. Der Uferabbruch am Davosersee. Von Ing. Moor, Zürich. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 5, S. 55—60, 12 Abb. Als Ursache für den Abbruch von 900 000 m³ Schottermassen bei der zum Zwecke der Wasserfassung für das Kraftwerk Davosklosters durchgeführten Spiegelsenkung wird das Zerquetschen der Unterlage der Massen angesehen.

### Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

1106. Einheitliche Bezeichnungen für die Entwürfe von Ingenieurbauten. Von Ministerialrat Dr.-Ing. e. h. Schaper, Berlin. Bauingenieur 1923, Nr. 14, S. 429—431. Veröffentlichung der zwischen den Vertretern der Hochschulen, des Eisenbauverbandes, des Normenausschusses und der Behörden vereinbarten Bezeichnungen.

1107. Gesetz zum Schutze des Ingenieurtitels in der Republik Polen. Von Ing. Badian, Lemberg. Z. d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1923, Nr. 27/28, S. 168 bis 169. Veröffentlichung und Besprechung dieses fortschrittlichen Gesetzes.

1108. Erlaß des preußischen Ministers für Volkswohlfahrt. Verbilligung der Baustoffe für den Kleinwohnungsbau. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 64, S. 510—511.

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

1109. Geldentwertung und Unternehmungsform. Von Dr. Brönner. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 58, S. 459. Notwendigkeit der Ergänzung der handelsgesetzlichen Bestimmungen durch vertragliche Vereinbarung.

1110. Die Verleihung von Wassernutzungsrechten. Von Rechtsanwalt Dr. Werneburg, Berlin. Industriebau 1923, Nr. 6, S. 74—76. Besprechung der einschlägigen Paragraphen des preußischen Wassergesetzes.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

1111. Matthias Koenen. Von Dr.-Ing. e. h. Schlüter, Dortmund. Beton und Eisen 1923, Nr. 14, S. 181—182. Bedeutung Koenens für den Eisenbetonbau.

---

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

### Zur Berechnung von Trägern mit Wagebalkenstützung.

Im nachstehenden handelt es sich um die statische Untersuchung von Trägern, welche paarweise durch Zwischenschaltung einer wagebalkenartigen Konstruktion auf gemeinsamen Stützen gelagert sind. Bei den sehr kurzen Wagebalken der Thiemeschen Auflager (Abb. 1) bleiben die Zusatzspannungen in den Trägern infolge der besonderen Auflagerungsart so gering, daß sie mit Recht vernachlässigt werden können. Anders ist es hingegen bei der in Abb. 2 dargestellten Schiffbrücke, bei der die Schwimmkörper die Stelle der Wagebalken vertreten. Bedenkt man, daß bei Schiffbrücken eine Gelenkanordnung in den Trägern nach Gerberscher Art die Nachteile starker Belastung der Boote und großer Neigungen der eingehängten Träger unter der Verkehrslast hat, während die von Müller-Breslau in seiner Graphischen Statik Bd. $II_2$ behandelten statisch mehrfach unbestimmten Anordnungen die unangenehme Eigenart haben, daß bei ihnen die Ergebnisse der mühsamen Berechnung, zu der man in der Praxis nur in seltenen Fällen die erforderliche Zeit findet, illusorisch werden, wenn Wellengang oder Leckwerden einzelner Schwimmkörper eintritt, so muß die in Abb. 2 dargestellte Anordnung als vorteilhaft bezeichnet werden. Da ich außerdem bisher in der Literatur über die Berechnung von Tragwerken der hier betrachteten Art noch nichts gefunden habe, glaube ich mit nachstehendem eine Lücke füllen zu können.

Wollen wir uns über den Verlauf einer Einflußlinie ein klares Bild verschaffen, dann werden wir in der Regel durch eine kinematische Betrachtung am schnellsten zum Ziele gelangen. Verschieben wir beispielsweise das linke Auflager des in Abb. 3a dargestellten Tragwerks um ein Stückchen abwärts, dann werden sich die einzelnen Träger in der Weise einstellen, wie es Abb. 3b zeigt. Der Weg, den irgendein Punkt eines der Träger bei der Auflagerverschiebung zurücklegt, ist nun nichts anderes als die mit der Stützverschiebung vervielfachte Einflußgröße einer im betreffenden Punkt angreifenden Last auf den Auflagerdruck. Mithin stellt Abb. 3b den Verlauf der Einflußlinie für die Kraft im linken Endauflager dar. Bemerkenswert ist, daß sich bei der Bewegung des Systems die Träger um die festen Punkte $R_1$ und $R_2$ drehen. Die Lage dieser Festpunkte können wir in der in Abb. 3c angedeuteten Weise bestimmen, indem wir, vom rechten Endauflager beginnend, zunächst den Punkt $R_2$ ermitteln und dann von diesem aus durch das gleiche Verfahren den Festpunkt $R_1$. In der gleichen Weise finden wir, vom linken Endauflager beginnend, die festen Punkte $L_1$ und $L_2$, um welche sich die Träger drehen, wenn das rechte Endauflager verschoben wird. Wir bemerken, daß die Konstruktion der festen Drehpunkte eine ganz auffallende Ähnlichkeit mit dem Mohr-Ritterschen Verfahren zur Bestimmung der Fixpunkte bei Trägern auf mehreren Stützen hat. Vom kinematischen Gesichtspunkt betrachtet, sind beide Verfahren die gleichen.

Nachdem wir die Festpunkte R und L bestimmt haben, ist das Auftragen der Einflußlinien für die Momente, Querkräfte und Stützdrücke sehr einfach. In Abb. 4 ist dies an einem Beispiel gezeigt. Für einen Querschnitt m zwischen zwei benachbarten Wagebalken finden wir die Einflußlinie für das Biegemoment, indem wir dem Träger dort einen Knick mit dem Winkel $\omega = 1$ geben. Rechts von diesem Knick drehen sich die Träger um die Festpunkte R, links davon um die Punkte L. Die Einflußlinie für die Querkraft in m finden wir, indem wir den Träger dort zerschneiden und die Schnittflächen derart um die Strecke 1 gegeneinander verschieben, daß die beiden Trägerstümpfe gleiche Neigungen aufweisen. Weniger einfach sind die Einflußlinien für die Kräfte in einem Schnitt n, der über einem Wagebalken liegt. Wir erhalten die Einflußlinie für das Moment in n, indem wir durch $L_1$ eine beliebig geneigte Linie bis zum Lot $G_2$ ziehen. Vom Schnittpunkt dieser Linie mit dem Lot C′ ziehen wir die dem Wagebalken entsprechende gestrichelte Linie durch C bis zum Lot C″. Durch diesen Schnittpunkt und $R_3$ muß die den Trägerteil $n - G_3$ darstellende Linie gehen. Die Verlängerung dieser Linie bis zum Lot $G_2$ schneidet auf diesem die Strecke $\xi$ ab. Ist nun $X_2$ die Entfernung zwischen n und $G_2$, dann ist der Ordinatenmaßstab für die Einflußlinie $\mu = \frac{X_2}{\xi}$.

Die Einflußlinie für die Querkraft in n finden wir auf ganz analoge Weise. Es braucht nur nachher Linie $a - b$ parallel $c - d$ gezeichnet zu werden. Ist $\xi'$ der Abschnitt auf dem Lot $G_2$, dann ist der Ordinatenmaßstab $\mu = \frac{1}{\xi'}$. Sehr einfach gestaltet sich die Einflußlinie für den Auflagerdruck in Stütze C. Wir ziehen von $L_1$ eine beliebige Gerade bis zum Lot $G_2$ und von dort eine Linie durch $R_3$, dann verbinden wir die Schnittpunkte dieser beiden Linien mit den Loten C′ und C″ und

messen die Strecke ξ'', welche diese dem Wagebalken entsprechende Verbindungslinie auf dem Lot C abschneidet. Der Maßstab für die Einflußordinaten ist dann $\eta = \frac{1}{\xi''}$.

Sollen die Brückenträger als Fachwerke ausgeführt werden, dann ist es nicht schwer, die Einflußlinien für die einzelnen Stabkräfte aus den Linien für den einfachen Balken zu entwickeln. Es kann daher hier von einer eingehenden Besprechung dieses Falles abgesehen werden. F. Wansleben.

## Elektrische Löffelbagger.

In den letzten Jahren ist der Bau elektrisch angetriebener Löffelbagger großer Leistung stark entwickelt worden. Hierfür 2 Beispiele: In Chile werden Kupferminen im Tagebau betrieben, die ein Material mit verhältnismäßig geringem Kupfergehalt verarbeiten, deshalb aber sehr große Mengen Erz fördern müssen. Der bisherige Dampfbetrieb wurde noch dadurch verteuert, daß Kohlen und Wasser mit hohen Kosten nach den abseits gelegenen Minen befördert werden mußten. Heute sind dort 5 Großbagger mit elektrischem Antrieb im Gange, denen die Energie als Hochspannung zugeführt und im Bagger selbst auf 500 V umgeformt wird. Der Hubmotor hat 260 PS, der Drehmotor 75 PS.

Elektrische Löffelbagger höchster Leistung sind auch am Chippewakanal in Betrieb, dem Umgehungskanal an den Niagarafällen, der zugleich zur Kraftgewinnung dient. Die Staustufe ist rund 91 m hoch und soll 300 000 PS liefern (vgl. Bauing. 1922). Der Kanal hat 21,6 km Länge, von denen 14,4 km ausgebaggert werden müssen. Die elektrischen Löffelbagger leisten in einer 10stündigen Schicht 3500 m³ Boden, was etwa einer Tagesleistung von 600 Mann entspricht. Diese Bauart, die bisher größte, hat einen Baggerarm von rd 30 m Länge. 3 Stück Bagger dieser Größe und 4 kleinere sind auf diesem Bau in Betrieb.

Größenangaben sind in der Quelle nicht enthalten. Aus anderer Quelle ergibt sich aber, daß die größten bisher gebauten Baggerlöffel 2½ m³ fassen. (Cement and Engineering News 1922, Vol. 34, Nr. 10.) Gl.

## Vollendung der Hetch-Hetchy-Sperrmauer (O' Shaughnessy-Mauer).

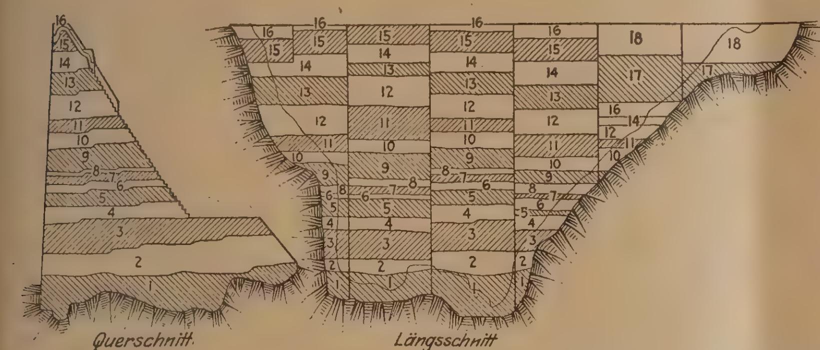
Nach Engineering News Record Bd. 90 Nr. 17 v. 26. April 1923.

Im Bauingenieur 1923 Heft Nr. 8 wurde über das Betonierungsverfahren bei dieser Sperrmauer berichtet; nachstehend werden noch einige Angaben über diese Mauer mitgeteilt.

Ende März d. J. wurden die Arbeiten für die erste Ausbaustufe der Mauer bis auf kleine Nebenarbeiten beendet, so daß die Übernahme des Bauwerks durch die Stadt San Francisco erfolgen konnte. Das Bauwerk, das bisher unter dem Namen Hetch-Hetchy-Damm bekannt war, wurde jetzt nach dem Stadtingenieur von San Francisco O'Shaughnessy-Mauer benannt. Die Mauer dient hauptsächlich zur Aufspeicherung der Hochwassermenge, die für die Wasserversorgung der Stadt nutzbar gemacht wird; die normale Wasserführung wird für die Versorgung eines Bewässerungsgebietes von rd 1000 km² benutzt und kann jetzt nach Anlage des Staubeckens zweckmäßiger dem Bedarf angepaßt werden. Das Staubecken faßt rd 254 000 000 m³, die nach den vorliegenden Aufzeichnungen in der Hochwasserzeit im Mai-Juni innerhalb von zwei Wochen an kommen können.

Die Mauer faßt jetzt bei 104 m Höhe und 91 m Sohlenbreite rd 300 000 m³ Beton. Die beigefügten Skizzen geben ein Bild über die Betonierungsabschnitte und über den Arbeitsfortschritt beim Betonieren.

Die Wasserentnahme erfolgt durch einen Grundablaß mit 3 Stück Ventilen von 90 cm Dmr. (System Larner-Johnson) und durch 3 Ventile in etwa halber Höhe der Mauer von ebenfalls 90 cm Dmr., während das Wasser für die Bewässerung durch 6 Ventile von 1,50 m Dmr. entnommen wird, die je zu 2 über die Mauerhöhe verteilt sind



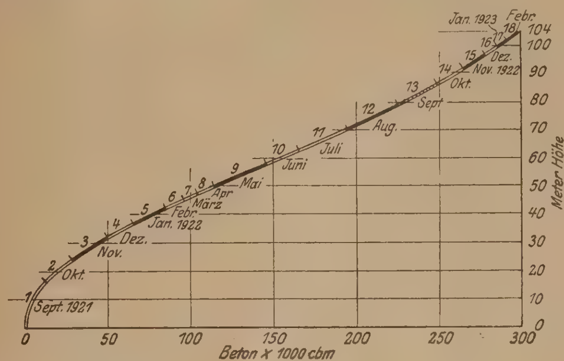




Abb. 1. O' Shaughnessy-Mauer. Darstellung des Baufortschrittes.

Die nebenstehende Abbildung zeigt die Staumauer von der Wasserseite mit den 3 Einlaufschächten. Die Mauer ist mit einem Heberüberlaufsystem aus 18 Einheiten von je 3 m Breite versehen, das später beim Weiterausbau der Mauer zubetoniert wird. W. Lydtin.

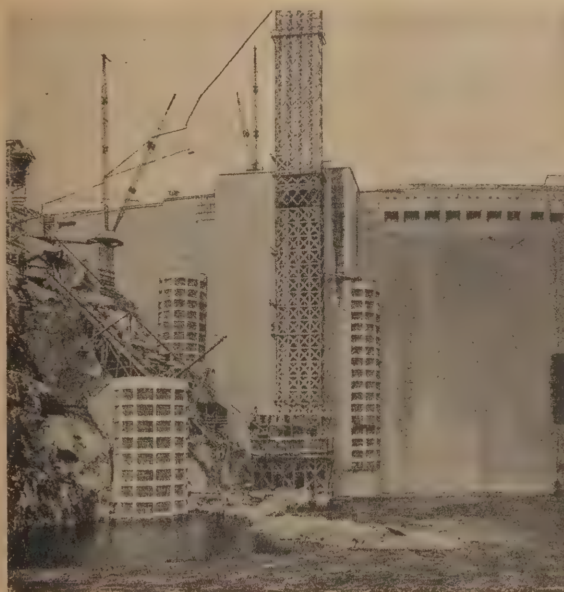


Abb. 2. O' Shaughnessy-Sperrmauer. Wasserseite.

---

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Die wirtschaftliche Bearbeitung der Betoneisen.

(Heft 12, 1923, „Der Bauingenieur").

Von Ing. Kurt Lerche, Saarbrücken.

Für die Errechnung der Wirtschaftlichkeit der im obigen Aufsatz beschriebenen Maschinen wird für Schneiden und Biegen von 1 t Eisen mit den üblichen Handbiege- und Schneidemaschinen ein Arbeitsaufwand von 42 Std. zugrunde gelegt. Diese Arbeitsleistung kann selbst bei den einfachsten Biegemaschinen nicht als ausreichend oder allgemein üblich hingenommen werden. In Hamburg z. B. werden alle Eisen in Akkord geschnitten, gebogen und verlegt. In dem zwischen den Arbeitnehmer- und Arbeitgeberorganisationen abgeschlossenen Akkordtarifvertrag sind folgende Preise festgelegt, die für normale Verhältnisse gelten sollen und von denen in der Praxis nur wenig abgewichen wird.

Schneiden, Biegen und Verlegen von 1 t Deckeneisen 55 Std., desgleichen Decken, Balken, Stützen und Bindereisen 45 Std. „Für Schneiden und Biegen allein sind hiervon $^1/_3$ bis $^1/_4$ zu rechnen." Danach kostet Schneiden und Biegen von 1 t Eisen bei normalen Verhältnissen 11 bis 15 Std. und steigt, wenn nur dünne Deckeneisen ohne Balken und Stützen zu biegen sind, auf 14 bis 18,5 Std. Mit diesen Kosten für 1 t Eisen läßt sich auch bei Lohnarbeit auskommen. Denn erfahrungsgemäß verdienen die Akkordflechter bei obigem Stücklohn über hundert, bei günstigen Verhältnissen mehrere hundert vH über den tariflichen Stundenlohn.

Das der Rentabilitätsberechnung zugrunde gelegte Lagerhaus weicht nach den zur Verwendung gekommenen Eisenstärken nicht erheblich von den normalen Verhältnissen ab, so daß 42 Arbeitsstunden für Schneiden und Biegen von 1 t Eisen keine brauchbare Vergleichsbasis darstellt.

Liegt das dünne Deckeneisen in Lagerlängen auf der Schalung und sind die Balkeneisen bereits verlegt, so verlegt, schneidet und biegt eine Akkordkolonne von 4 Flechtern im Zeitraum von 1 Std. etwa 25 m² Decke mit je 7 Rundeisen nebst den zugehörigen Verteilungseisen einschließlich Binden fix und fertig. Besteht die Deckenbewehrung aus 10 mm Eisen, so kommen auf 1 t Verlegen, Schneiden und Biegen nach diesem Erfahrungssatz bei kontinuierlichen Decken mithin nur 29 Akkordstunden.

## Ausschluß wegen ungebührlichen Benehmens vor dem Schlichtungsausschuß.

Von Dr. Brunner, Dresden.

Sehr oft kommt es bei Verhandlungen vor dem Schlichtungsausschuß oder sonstigen Schiedsstellen vor, daß in der gegenseitigen Erregung die eine Partei gegen die andere, in der Regel die Arbeitnehmervertreter gegen den Arbeitgeber, sich zu Worten und Handlungen hinreißen läßt, die ein Einschreiten des Vorsitzenden notwendig machen. Nicht selten ist das gerügte Benehmen derart ungebührlich, daß sich das Verlangen des Arbeitgebers, den in Frage kommenden Parteivertreter von der Verhandlung auszuschließen, durchaus rechtfertigen läßt. Die Möglichkeit eines solchen Ausschlusses muß dem Schlichtungsausschuß in Ausübung der Sitzungspolizei ebenso gegeben sein wie dem ordentlichen Gericht. Hier können Parteien, Beschuldigte, Zeugen, Sachverständige oder auch bei der Verhandlung nicht beteiligte Personen, welche den zur Aufrechterhaltung der Ordnung erlassenen Befehlen nicht gehorchen, auf Beschluß des Gerichtes aus dem Sitzungszimmer entfernt, auch zur Haft abgeführt und während einer in dem Beschlusse zu bestimmenden Zeit, welche 24 Stunden nicht übersteigen darf, festgehalten werden. (Vgl. § 178 Gerichts-Verfassungs-Gesetz, der auch für die Angelegenheiten der freiwilligen Gerichtsbarkeit anzuwenden ist). Wenn es dem Schlichtungsausschuß auch versagt ist, auf Haft zu erkennen, so wird man ihm doch nicht die Möglichkeit absprechen dürfen, Personen aus dem Sitzungszimmer entfernen zu lassen, obwohl die Verordnung vom 23. 12. 1918 nichts darüber besagt. Im übrigen hat auch der Reichsarbeitsminister bereits zu der Frage Stellung genommen (Bescheid des Reichsarbeitsministers vom 20. 1. 1921 IV. A. 6236 — unveröffentlicht) und sich dabei auf den Standpunkt gestellt, daß in Fällen, in denen die Partei auch nach Ausschluß des betreffenden Vertreters genügend vertreten ist, der Ausschluß zulässig erscheint. Dagegen ist er der Ansicht, daß in den übrigen Fällen ein Ausschluß nicht zulässig sei und der Vorsitzende nur die Möglichkeit habe, die Verhandlung zunächst zu vertagen. Einen Gegensatz zwischen Ausschluß und Vertagung in diesem Falle konstruieren zu wollen, erscheint mir durchaus unangebracht. Die Vertagung stellt sich hier eben auch als Ausschluß von der Verhandlung dar. Um aber, wenn kein anderer Parteivertreter vorhanden ist, die Sache überhaupt einer Erledigung zuführen zu können, ist gleichzeitig die Notwendigkeit der Vertagung gegeben. Ein gewisser Ausweg wäre hier evtl. dann gefunden, wenn man dem Schlichtungsausschuß das Recht zusprechen würde, ebenso wie das ordentliche Gericht Ordnungsstrafen wegen ungebührlichen Benehmens in der Sitzung zu verhängen.

## Amtliche Eisenbahnstatistik 1922 für die englischen Vollspurbahnen.

| Geldverhältnisse | Pfund Sterling | | |
|---|---|---|---|
| | 1922 | 1921 | 1913 |
| Gesamtes Anlagekapital | 1 164 700 000 | 1 161 000 000 | 1 131 500 000 |
| Roheinnahmen | 237 800 000 | 236 200 000 | 129 700 000 |
| Rohausgaben | 190 600 000 | 246 000 000 | 83 500 000 |
| Rohüberschüsse einschl. Staatshilfe usw. | 54 400 000 | 50 400 000 | 48 900 000 |
| Betriebseinnahmen | 219 000 000 | 217 700 000 | 119 900 000 |
| Betriebsausgaben | 174 400 000 | 226 600 000 | 75 800 000 |
| Betriebsüberschuß | 44 660 000 | — 8 900 000 | 44 100 000 |
| Davon Einnahmen aus dem Personenverkehr | 101 600 000 | 105 700 000 | 54 500 000 |
| „ Güterverkehr | 115 400 000 | 109 600 000 | 64 200 000 |
| Sonstigem | 2 000 000 | 2 400 000 | 1 200 000 |

| Betriebslängen | Meilen (1 Meile = 1,6 km) | | |
|---|---|---|---|
| | 1922 | 1921 | 1913 |
| Gleislängen: 1. Gleis | 20 155 | 20 145 | 20 097 |
| 2. Gleis | 12 715 | 12 706 | 12 643 |
| Sonstige Streckengleise | 3 765 | 3 754 | 3 549 |
| Abstellgleise | 14 783 | 14 710 | 14 136 |
| Gesamte Einzelgleislänge | 51 418 | 51 315 | 50 425 |

| Betriebsmittel | 1922 | 1921 | 1913 |
|---|---|---|---|
| Lokomotiven: | | | |
| alter Bestand: Dampf | 24 204 | 24 299 | 23 545 |
| elektr. | 81 | 84 | 83 |
| neu gebaut | 312 | 620 | 453 |
| ausgemustert | 410 | 498 | ? |
| Personenwagen: | | | |
| alter Bestand | 51 402 | 52 091 | 54 853 |
| neu gebaut | 562 | 1 071 | 997 |
| ausgemustert usw. | 1 251 | 994 | ? |
| Sonstige Wagen für Personenzüge: | | | |
| alter Bestand | 20 586 | 20 896 | 20 925 |
| neu gebaut | 269 | 337 | 475 |
| ausgemustert usw. | 579 | 337 | ? |
| Güterwagen aller Art: | | | |
| alter Bestand | 720 783 | 738 360 | 733 369 |
| neu gebaut | 10 275 | 26 025 | 34 728 |
| ausgemustert usw. | 27 852 | 27 789 | ? |
| Dienst- und Bauwagen | 50 477 | 50 562 | 48 149 |

| Betriebsleistungen | Meilen (1 Meile = 1,6 km) | | |
|---|---|---|---|
| | 1922 | 1921 | 1913 |
| Zugsmeilen im | | | |
| Personenzugsdienst | 238 369 000 | 204 263 300 | 259 348 237 |
| Güterzugsdienst | 131 727 000 | 109 611 981 | 155 241 104 |
| Verschiebedienst | 116 205 000 | 102 699 643 | 132 112 733 |
| sonst noch | 53 358 000 | 48 367 854 | 53 035 072 |
| Zusammen | 539 659 000 | 464 942 778 | 599 737 146 |
| Lokomotivstunden im Fahrdienste | 62 320 000 | 54 755 777 | ? |
| Personenverkehr: | | | |
| Zahl der Reisenden | 1 186 470 000 | 1 217 578 532 | 1 184 195 402 |
| Zeitkarteninhaber | 924 000 | 928 536 | 584 087 |
| Mittlere Einnahme von 1 Reisenden | 1 s. 5,9 d. | 1 s. 6,2 d. | 10 d. |
| Güterverkehr: | | | |
| Beförd. Gütermenge t | 301 418 000 | 217 708 815 | 364 162 358 |
| Vieh . . . . Stück | 16 706 000 | 16 772 097 | 19 526 550 |
| Nutz-Tonnenmeilen | 16 172 643 000 | 12 660 167 861 | ? |
| Mittl. Beförderungsweg in Meilen (1,6 km) | 53,32 | 58,12 | ? |
| Mittl. Einnahme v. 1 t | 7 s. 6 d. | 9 s. 10 d. | 3 s. 6 d. |
| „ „ „ 1 tm | 1,71 d | 2,07 d | ? |
| Güterwagenmeil. (1,6 km) | 4 552 705 000 | 3 780 298 852 | ? |
| Durchschn. Ladung eines Güterwagens . . . . t | 5,52 | 5,20 | ? |
| Durchschn. Ladung eines Güterzuges . . . . t | 127,55 | 121,17 | ? |
| Nutz-tm für 1 Lokstd. | 953,34 | 900,57 | ? |

(Railway Age vom 2. 6. 23.) Gl.

## Zum Preisausschreiben.

Wie wir erfahren, ist die im „Bauingenieur" 1923, Heft 13, Seite 403 angegebene Frist zur Einreichung von Entwürfen zum Preisausschreiben des Deutschen Eisenbauverbandes, Berlin, bis zum 1. Oktober 1923 verlängert worden. Der Termin ist eingehalten, wenn die Arbeiten spätestens am 30. September zur Post gegeben sind.

---

## Deutscher Beton-Verein (E. V.).

Tagesordnung für die 26. Hauptversammlung am 24. September 1923 nachm. 3 Uhr im Kaufmanns-Casino zu München, Maximilianstraße 4, Eingang Würzerstraße.

Innere Angelegenheiten des Vereins.

(Nur für Mitglieder.)

1. Jahresbericht des Vorstandes.
2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer; Entlastung des Vorstandes.

3. Vorlage des Voranschlages für 1923.
4. Antrag des Vorstandes betr. den § 5 der Satzung „Beitragspflicht der Mitglieder".
5. Neuwahl von 4 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung.
6. Neuwahl für ein ausgeschiedenes Vorstandsmitglied.
7. Wahl von 3 Rechnungsprüfern.
8. Beschlußfassung über Abhaltung einer Wanderversammlung gemäß § 9 der Satzung.
9. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder.

Für Dienstag, den 25. September ist eine Besichtigung des im Bau befindlichen Innkraftwerkes bei Töging vorgesehen.

Oberkassel - Siegkreis, den 2. August 1923.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.)

Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser, Vorsitzender.

## Deutscher Eisenbau-Verband.

Die in dem üblichen Rahmen in diesem Jahre in Stuttgart geplante öffentliche Versammlung, zu der bereits verschiedene Redner für wissenschaftliche und wirtschaftliche Vorträge gewonnen waren, muß im Hinblick auf die ungemein schwierigen wirtschaftlichen Verhältnisse leider ausfallen.

Die geschäftliche Jahresversammlung für die Mitglieder des Verbandes soll am 12. Oktober d. Js. in Würzburg stattfinden.

## Ernennung.

Rektor und Senat der Technischen Hochschule Danzig haben unterm 17. v. M. dem Direktor der Berlin-Burger Eisenwerke, Akt.-Ges., Herrn Ernst Leipziger in Berlin wegen seiner Verdienste um die Förderung der Technischen Hochschule und als Zeichen des Dankes, die Würde eines Ehrenbürgers verliehen.

# PATENTBERICHT.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 28. Juni 1923.

Kl. 19 c, Gr. 10. W 62 028. Otto Wilhelmi, Kiel, Esmarchstr. 70. Vorrichtung zum Aufbrechen von Straßendecken. 7. IX. 22.

Kl. 20 g, Gr. 1. M 69 960. Dr. Karl Mayer, Wien; Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler, E. Maemecke, Patent-Anwälte, Berlin SW 61. Gelenkdrehscheibe. 6. VII. 20. Österreich 16. III. 16 für Anspr. 1—6 u. 1. VII. 16 für Anspr. 7—9.

Kl. 80 b, Gr. 3. P 44 810. Plausons Forschungsinstitut G. m. b. H., Hamburg. Herstellung von Zement aus Ölschiefer. 23. VIII. 22.

Kl. 84 c, Gr. 5. H 83 951. Dr.-Ing. Adolf Haag, Berlin-Nikolassee, Normannenstr. 18. Herstellen von Unterwassertunneln, 22. I. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. Juli 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. T 26 210. Peter Thielmann, Silschede, Westf. Keilverbindung zwischen dem den Kappschienenfuß umklammernden oberen Teil des Kappschuhs und der Kappschiene. 23. I. 22.

Kl. 84 b, Gr. 1. E 29 180. Otto Ellmer, Berlin-Steglitz, Albrechtstraße 52. Senkrechtes doppeltes Schiffshebewerk. 16. III. 23.

Kl. 84 d, Gr. 2. L 53 017. Fred Lobnitz, Roß Hall, Schottland; Vertr.: Dr. C. Schmidtlein, Patentanwalt, Berlin SW 11. Löffel- oder Greiferschwimmbagger. 30. IV. 21. England 5. III. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. Juli 1923.

Kl. 37 a, Gr. 4. Z 12 651. Dipl.-Ing. Fritz Zollinger, Merseburg. Raumabschließende, ebene oder gekrümmte Bauteile. 13. X. 21.

Kl. 84 a, Gr. 3. B 104 909. Berliner Act.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Gelenkstangenantrieb für Drehtore an Schleusen usw. 18. V. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. I 22 996. Dipl.-Ing. Wilhelm Ihlenburg, Sterkrade, Rhld. Zweiteilige Schütze mit segmentartigem Oberteil. 6. IX. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. Juli 1923.

Kl. 19 e, Gr. 4. W 60 842. Arthur Wiechula, Berlin-Friedenau, Rembrandtstr. 1. Schneeschutzzaun aus verflochtenen Pflanzen. 31. III. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. Juli 1923.

Kl. 19a, Gr. 26. K 85 800. Erich Kunkel, Berlin, Schönhauser Allee 101. Verfahren zum Einpressen von Rillenkeilen in Rillenschienen. 23. IV. 23.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. Juli 1923.

Kl. 19 a, Gr. 28. N 21 601. Niederlausitzer Kohlenwerke, Berlin. Doppelausleger-Gleisrückmaschine. 15. XI. 22.

Kl. 37 b, Gr. 5. St 34 737. Stephansdach Hallenbaugesellschaft m. b. H., Düsseldorf. Ringdübel für Holzverbindungen. 12. VII. 21.

Kl. 37 d, Gr. 32. K 78 833. Kraftbau-Aktiengesellschaft für Hoch-, Tief- und Betonbauten, Berlin. Einrichtung zum Schleudern fertig gemischten Mörtels zum Verputzen von Wänden u. dgl. 23. VIII. 21.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. Juli 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. 380 436. Heinrich Kläsener, Buer-Erle, Westf. Nachgiebiger Kappschuh. 10. V. 22. K 81 905.

Kl. 84 b, Gr. 1. 380 493. Dr.-Ing. Burkhardt, Stuttgart, Herdweg 66. Führung des zur Aufnahme der Schiffe dienenden röhrenförmigen Schwimmtrogs in Tauchschleusen. 1. IV. 22. B 104 288.

Kl. 84 c, Gr. 1. 380 746. Josef v. Vaß, Budapest; Vertr.: A. Kath. Berlin, Reuchlinstr. 11. Verfahren zum Auftragen von Asphalt- oder Teerbelägen auf die Wandungen von Erdausschachtungen zur Aufnahme von Bauwerken. 21. I. 20, V 15 240.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. Juli 1923.

Kl. 5 d, Gr. 5. 380 907. Josef Pospisil, Tschausch, Böhmen; Vertr.: Fritz Hayn, Erfenschlag b. Chemnitz. Vorrichtung zum Festhalten der Hunte auf der Seilbahnstation. 21. VII. 22. P 44 655.

Kl. 19 a, Gr. 8. 381 009. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen. Schienenunterlegplatte mit nach oben und dann zur Aufnahme des Schienenfußes senkrecht zur Grundplatte zurückgebogenen beiderseitigen Endlappen. 23. XII. 21. S 58 434.

Kl. 19 a, Gr. 31. 381 057. Schmid & Wezel, Stuttgart. Schienenschleifhandgerät mit mechanisch angetriebener Schleifscheibe. 27. V. 22. Sch 65 027.

Kl. 84 b, Gr. 1. 380 823. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Vorrichtung zur Vermeidung des Wasserverbrauchs bei Schiffsschleusen. 16. III. 22. P 43 847.

Kl. 84 c, Gr. 4. 380 890. Johannes Emil August Berthold, Malente-Gremsmühlen, Holstein. Ramme. 29. IX. 21. B 101 729.

Kl. 85 c, Gr. 1. 380 891. Dr. Georg Dagobert Frank, Wiesbaden, Dambachtal 45. Verfahren zur Klärung von Abwässern, namentlich aus Farbenfabriken und Färbereien. 10. VII. 21. F 49 682.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. Juli 1923.

Kl. 5 d, Gr. 5. 381 103. Paul Csaszar, Baglyasalja, Ung.; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler & Maemecke, Patentanwälte, Berlin SW 61. Bremsberg zur Grubenförderung. 15. II. 22. C 31 685. Ungarn 12. XII. 21.

Kl. 20 g, Gr. 1. 381 261. Heinrich Schneider, Mannheim-Neckarau, Schulstr. 55. Blattgelenkdrehscheibe. 7. X. 21. Sch 63 130.

Kl. 20 g, Gr. 1. 381 281. Jan Neumann, Prag-Smichow; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Wassermann, Patentanw., Berlin SW 68. Lokomotivdrehscheibe mit geteilten Trägern. 28. XI. 22. N 21 642. Tschechoslowakei 3. XII. 21.

Kl. 20 g, Gr. 3. 381 262. Allgemeine Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Einrichtung zum Umsetzen von Verladebrücken. 1. XII. 20. A 34 468.

Kl. 20 h, Gr. 7. 381 283. Henry Ashley Cox, London, Guy Ernest Lloyd, Sutton u. Robert Edward Stopford Venables, London; Vertr.: E. Peitz u. Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Vorrichtung zum selbsttätigen Verschieben, Ordnen und Leiten von Schienenfahrzeugen mittels besondrer Antriebsfahrzeuge. 16. XI. 20. C 29 837. Großbritannien 22. XI. 19.

Kl. 20 i, Gr. 4. 381 186. Louis Albert Pothion, Vernouillet, Frankr.; Vertr.: Fr. Uhlbach, Rechtsanwalt, Berlin-Mariendorf. Vorrichtung zur Verhinderung einer Zugentgleisung auf einer teilweise geöffneten Weiche; Zus. z. Pat. 362 642. 14. XII. 22. P 45 392.

Kl. 20 i, Gr. 11. 381 284. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Mehrstelliges Signal mit Kraftantrieb; Zus. z. Pat. 356 246. 30. IV. 22. S 59 612.

Kl. 20 i, Gr. 17. 381 187. Dr. Alexander Coppola-Fabrizj, Berlin, Adolfstr. 12 b. Einrichtung zum selbsttätigen, gleichzeitigen Stellen mehrerer elektrischer Apparate (Weichen, Signalvorrichtungen) vom Wagen aus. 25. IV. 22. C 31 985.

Kl. 20 i, Gr. 18. 381 188. Giovanni Gobbi, Bassano, Italien; Vertreter: Dipl.-Ing. B. Wassermann, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Barriere für Wegekreuzungen. 31. XII. 22. G 58 206.

Kl. 20 i, Gr. 34. 381 190. Franz Waesch, Hagener Str. 4, u. Heinrich Bolte, Ostendstr. 9, Schwerte, Ruhr. Warnsignal für Eisenbahnen. 21. I. 23. W 62 949.

Kl. 20 i, Gr. 34. 381 191. Jean Francis Webb, New York, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Zugsicherungssystem. 28. I. 23. W 63 016.

Kl. 20 i, Gr. 34. Anton Kaminski, Dortmund, Nordstr. 39. Elektrische Eisenbahnsignalvorrichtung. 30. IX. 22. K 83 455.

Kl. 85 c, Gr. 6. 381 101. Gerhardt Straßburger, Erfurt, Andreasflur 7. Abwässerkläranlage mit mehreren den Faulraum einschließenden, nebeneinanderliegenden Klärräumen. 6. IX. 21. St. 35 591.

---

# BÜCHERBESPRECHUNGEN.

A. Sartorius von Waltershausen, Einführung in die Volkswirtschaftslehre. Verlag von B. G. Teubner. Leipzig und Berlin 1922.

Nach einer Entwicklung der Grundbegriffe wird die Volkswirtschaft vom geschichtlichen Standpunkt betrachtet, auch begriffsmäßig die Weltwirtschaft zu erläutern versucht, wobei die Probleme des einseitigen Industrie- und Agrarstaates, des Gläubiger- und Schuldnerstaates, der Valuta im zwischenstaatlichen Verkehr behandelt werden. Weitere Abschnitte sind der sozialökonomischen Gesetzmäßigkeit und der Wirtschaftspolitik gewidmet, wobei unter anderem der Zusammenhang zwischen Theorie und Praxis, die nationale Wirtschaftspolitik und die Ziele deutscher Wirtschaftspolitik erörtert werden. Der ehemalige Straßburger Professor, der vor kurzem das Fazit eines langen Gelehrtenlebens auch in einer „Deutschen Wirtschaftsgeschichte" bot, geht davon aus: „Nicht jeder hat Zeit und Neigung, sich in das umfangreiche Gebiet der Theorie, Geschichte und Politik einzuarbeiten, obwohl er das Gefühl hat, daß diese drei Richtungen des Denkens im Zusammenhang von ihm erfaßt werden müssen. Dem Wunsche nach einer solchen Orientierung soll die vorliegende Einführung entsprechen. Die Jugend, der daran gelegen ist, wissenschaftliche und politische Fragen zu beantworten, ist für die Welt der zusammenhängenden Gedanken besonders empfänglich. Ihr theoretischer Drang soll nicht übersehen werden." Ihrem Sehnen nach Anregung will Verfasser vor allem entgegenkommen. Dabei muß prinzipielle Einsicht vermittelt werden. Im allgemeinen kann gesagt werden, daß das Buch durchaus diesem hohen Ziel zu dienen geeignet ist. Von allgemein verständlichen Voraussetzungen ausgehend, wird zur Vertiefung fortgeschritten, wobei die Zusammenhänge zwischen den drei Richtungen beachtet sind. Daß dabei manchmal Verquickungen in der Darstellung erscheinen, die z. B. anläßlich der Erklärung der Weltwirtschaft zu lange beim merkantilistischen System verweilten oder wie Ausführungen über den neueren und älteren Imperialismus, die mehr Andeutungen als Erklärungen und daher in dieser Form kaum auswertbar sind, beeinträchtigt nicht den Gesamtwert. Verfasser gibt selbst zu, daß ein solches Buch auch von anderen Gesichtspunkten aus geschrieben werden kann und sieht in der subjektiven Behandlung einen Vorzug. Jedenfalls wird der Leser zum Sehen und Urteilen geschult und wird bekannt mit der Lebensanschauung eines vielseitig gebildeten Gelehrten, der sagt, daß der Fortschritt der Menschheit nicht an ihrem ethischen Verhalten, auch nicht an ihrer sozialen oder politischen Ordnung, sondern allein an dem theoretischen und angewandten Wissen von der Natur und deren Kräften nachzuweisen sei. Seine Auseinandersetzung mit der ökonomischen Geschichtsauffassung, die enthalten ist in einem Überblick über den technisch-ökonomischen Fortschritt in der Geschichte, wird, wie die anderen, zum Weiterstudium auch Literaturangaben aufweisenden Abschnitte des Buches auch dem Gereiften viel bieten. Gehrig

Julius Lippert, Der Gewinnbeteiligungsgedanke und seine Grundlagen. 73 S. Grundzahl 2.

Werner Feilchenfeld, Die Gewinnbeteiligung der Arbeiter und Angestellten in Deutschland. 167 S. Grundzahl 4,5; geb. Grundzahl 6.

Helmuth Wendlandt, Die Umsatz-, Gewinn- und Kapitalbeteiligung der Arbeitnehmer in Handel und Industrie. 212 S. Grundzahl 5,6.

Sämtlich erschienen bei Julius Springer, Berlin 1922.

Es ist verdienstlich, daß ein Verlag durch Veröffentlichung dreier mit dem gleichen Problem sich beschäftigenden Schriften beiträgt zur Klärung einer Frage, die neue Aktualität erhalten hat und von der Lippert mit Recht feststellt, daß nicht nur ihre unmittelbaren alten Anhänger, sondern auch grundsätzliche Gegner der bestehenden Wirtschaftsordnung und Verfechter entsprechender politischer Anschauungen ihr erhöhte Beachtung schenken. Die Grundlagen der Gewinnbeteiligungslehre bzw. -forderung sind ökonomischer, ethischer und politischer Art, mit denen Lippert Bekanntschaft vermittelt, denen er teilweise allerdings nicht ausreichende, kritische Auseinandersetzungen widmet. Er wird bei diesen Untersuchungen von einem auch auf diese Frage zutreffenden schönen Wort Spencers geleitet: es genügt nicht, für ein Untersuchungsobjekt nächste Ursachen und Wirkungen allein in Betracht zu ziehen — erstere liegen ja in den Strömungen nach der Umwälzung vor, die zu neuen interessanten Versuchen führten, den Gewinnbeteiligungsgedanken zu verwirklichen, während die gleiche Bewegung auch zur Abschaffung bisheriger Beteiligungen führte — die wahren Grundlagen liegen von den nächstliegenden oft weit entfernt. Ebenfalls diese berücksichtigt der Verfasser der erstgenannten Schrift, die durch die beiden anderen ergänzt wird. Mit Unterstützung der Handelskammer zu Berlin hat deren volkswirtschaftlicher Sekretär Feilchenfeld dankenswerte Untersuchungen über Stand und damit Bewährung der Gewinnbeteiligung in Deutschland vorgenommen. Präziser und, soweit festgestellt werden konnte, zuverlässiger Schilderung der bestehenden und früheren Gewinnbeteiligungsunternehungen bei uns — wobei sich wiederum der Wert der früheren Arbeiten Victor Böhmerts zeigt — werden die Gründe der Einführung und der Wiederaufhebung, (warum z. B. 66 Betriebe ihre Versuche, oft nach mehreren Jahrzehnten, wieder aufgegeben haben), nach Möglichkeit beigefügt; die Mitteilung statistischer Ergebnisse ist geeignet, die Vorstellung von dem sozialpolitischen Wert des Gedankens in der Wirklichkeit und für diese zu klären. Ein weiterer Vorzug ist die Begriffsklärung, die Unterscheidung von Gewinn-, Kapital- und Umsatzbeteiligung, wobei dem Urteil zuzustimmen ist, daß letztere nicht mehr als Gewinnbeteiligung anzusprechen, sondern unter die Prämiensysteme einzureihen ist. Das ergeben auch die von Wendlandt dankenswerterweise mitgeteilten Materialien, die über deutsche Verhältnisse hinausgreifen. Es ist beispielsweise recht lehrreich, unter den Firmen mit Individual- und Kollektivanteil außer über die bekannte „konstitutionelle Fabrik" Freeses über die Erfahrungen bei der Paris-Orleans-Eisenbahngesellschaft informiert zu werden und unter denen mit fest normiertem Individual- und schwankendem Kollektivanteil außer den Grundsätzen der Zeißstiftung die der Fordschen Automobilfabrik kennen zu lernen. Bei Würdigung der ersteren zeigt sich, wie auch sonst bei Wendlandt, besonnenes Urteil, das wohltut gegenüber häufig anzutreffenden Verallgemeinerungen und die Gewinnbeteiligung als absolute Panacee anpreisenden Empfehlungen: es ist wenig aussichtsreich, alle Unternehmungen nach einem in einem Sonderfall bewährten System umzuwandeln. Man vergleiche damit, was Feilchenfeld über die Versuche sagt, die gesunkene Arbeitslust durch Schaffung eines besonderen Anreizes in Form einer Beteiligung der Arbeitnehmer an dem Gewinn zu heben. Mit der wiederkehrenden ruhigeren Beurteilung des Werklohnes und politischer Beruhigung wuchs die Zahl der neueingeführten Gewinnbeteiligungsversuche; auch machte sich im Anschluß an Erörterungen innerhalb der Sozialisierungskommission und der Schwerindustrie eine Zunahme des Eintretens und der Empfehlung von Arbeiteraktien, also eine wachsende Vorliebe für die Kapitalbeteiligung von Arbeitnehmern, bemerkbar. Gleichwohl hat die Gesamtheit der bis Ende 1922 bestehenden bezw. bekanntgewordenen Gewinn- und Kapitalbeteiligungsbetriebe die Zahl 42 nicht überschritten. Daß Befürwortungen und Neueinführungen sich in regelmäßigen Abständen wiederholen, möge in den genannten brauchbaren Büchern selber verfolgt werden.

Gehrig.

Festschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins aus Anlaß der Feier seines 75jährigen Bestandes. Wien im Mai 1923. Verlag der österr. Staatsdruckerei. Preis 25 000 Kronen.

Dieses aus Anlaß des 75jährigen Bestandes des Vereins herausgegebene stattliche Druckwerk gibt einen trefflichen Überblick über das vielseitige technische Schaffen in Österreich während der letzten 25 Jahre. Aus dem reichen Inhalte dieser Festschrift seien insbesondere hervorgehoben der Bericht über den österreichischen Eisenbahnbau, der zugleich die Leistungen der österreichischen Tunnel- und Brückenbaukunst würdigt, ferner der Bericht über die Tätigkeit der Gemeinde Wien auf ihren vielseitigen technischen Arbeitsgebieten und ihren künftigen städtebaulichen Aufgaben, die Aufsätze über den elektrischen Vollbahnbetrieb in Österreich, die Entwicklung des Lokomotivbaues und des Bergbaues und über die Fortschritte auf den mannigfachen technischen Sondergebieten. Dem Bauingenieur bietet bei der durch die Natur der Festschrift gegebenen Kürze der Einzelabschnitte die Bearbeitung nicht viel Neues, wenn auch einzelne im Bilde wiedergegebenen Bauten oder Beschreibungen sein Interesse fesseln. Bemerkenswert sind für ihn aber immerhin, auch wenn sie nicht sehr viel Neues bringen, die Abschnitte von Bleich über die Entwickelung der Eisenbrücken seit Einführung des Flußeisens und von v. Emperger über „25 Jahre Eisenbeton". Mit Bedauern wird jeder Ingenieur das Bild von der Zerstörung der herrlichen Salcanobrücke über den Isonzo betrachten. Es war gerade diese Brücke die Krone der österreichischen Steinbrücken und die Höchstleistung der gerade in unserem Bruderlande so hoch entwickelten und wirksamst geförderten Kunst im Bau weitgespannter Steingewölbe.

Die im Industrieteile der Festschrift zusammengefaßten Einzeldarstellungen des Werdeganges der österreichischen Großindustrien und vieler Produktionsstätten geben Schilderungen erfolgreicher, steter Arbeit. Die vornehme Ausstattung der Festschrift entspricht dem Zwecke, dem sie zu dienen hat, und gereicht allen Beteiligten — namentlich auch dem Verlag — zur Ehre.

M. F.

Demag-Skizzenblätter. Herausgegeben von der Deutschen Maschinenfabrik A.-G. Duisburg.

Die Deutsche Maschinenfabrik A.-G. in Duisburg beabsichtigt mit ihren Skizzenblättern, die nach dem Muster der Technisch-Wissenschaftlichen Lehrmittelzentrale angefertigt sind, dem Studierenden trotz der teuren Bücherpreise ein leicht erschwingliches Hilfsmittel zu schaffen und ihm wertvolle Anhaltspunkte nicht nur für das Studium, sondern auch für die Praxis zu geben. Die von der Demag gebauten Anlagen und Maschinen sind so zahlreich und mannigfaltig, daß die Skizzenblätter, die ausschließlich Zeichnungen aus den Konstruktionsbüros der Demag enthalten, allen Anforderungen der studierenden Jugend gerecht werden können. Besonders wertvoll für einen kritischen Vergleich ist es, daß die Demag-Skizzenblätter auch alte Konstruktionen enthalten und so zusammengestellt sind, daß man die im Laufe der Zeit eingetretenen Verbesserungen der einzelnen Maschinen und ihre verschiedenartige und gesteigerte Verwendbarkeit erkennen kann. Sie bringen nicht nur Skizzen und erklärenden Text, sondern auch Maßtabellen als Anhaltspunkte für das Konstruieren. Der Text ist naturgemäß knapp, aber durchaus deutlich gehalten. Jedes Skizzenblatt ist in sich abgeschlossen, so daß der Studierende nur die Blätter zu nehmen braucht, die ihn besonders interessieren.

Die uns vorliegenden Blätter erfüllen die gestellte Aufgabe in bester Form. Alles Überflüssige ist bei den Zeichnungen fortgelassen, das grundsätzlich Wichtige klar zum Ausdruck gebracht. Namentlich die Blätter über Krananordnungen, ihre verschiedenen Bauarten und mannigfachen Verwendungen werden auch die Bauingenieure ausgezeichnet brauchen können, nicht minder die besonders klaren Darstellungen aus dem Gebiete der Eisenbearbeitungs-Maschinen (Scheren, Richtmaschinen, Heißeisensägen usw.).

Eine ganz andere Frage ist es freilich, ob nicht durch derartige Blätter ein allzu gleichartiges Konstruieren, ein Normalisieren auch beim Entwurfe auf der Hochschule gefördert wird, und ob nicht der an und für sich jetzt schon um seinen Bestand ringende deutsche wissenschaftlich-technische Buchhandel eine weitere Überlastung erhält, der er u. U. nicht gewachsen ist. So wertvoll also auch im einzelnen das hier Gebotene ist und so gut und anerkennenswert im Interesse der wirtschaftlichen Lage der Studierenden auch der Gedanke, welcher dem ganzen Unternehmen zugrunde liegt, ist, so würde doch eine Verallgemeinerung und Durchführung im großen Maßstabe von allen unseren Konstruktionsfirmen immerhin nicht ganz unbedenklich aus den oben erwähnten Gründen sein. Der Preis eines einzelnen, doppelseitig bedruckten Blattes beträgt 2 Pfennig (Grundzahl) × Schlüsselzahl des Börsenvereins für den deutschen Buchhandel zuzüglich Versandkosten.

Der Versand erfolgt gegen Nachnahme Voreinsendung des Betrages durch die Demag.
M. F.

Taschenbuch für den Fabrikbetrieb. Herausgegeben von Prof. H. Dubbel. 883. S. Berlin. Julius Springer. 1923. Geb. Grundzahl 15.

Für den Fabrikbetrieb ein Taschenbuch zu schaffen, ist ein durchaus zeitgemäßer, lebhaft zu begrüßender Gedanke. Die bereits seit geraumer Zeit bestehenden Taschenbücher behandeln alle die bauliche Seite, die Anlage und Einrichtung, und haben sich weitgehend in ihrer Entwicklung für die einzelnen Fachrichtungen gesondert. Erst die Not der Nachkriegszeit hat den ungeheuren Wert der eingehenden laufenden Kontrolle aller betrieblichen Einrichtungen, der Vereinheitlichung und Normung der betrieblichen Fabrikorganisation, der Betonung eines ausgearbeiteten Förderwesens, kurz, die mehr auf den Menschen bezügliche Seite des Betriebes nachdrücklicher schätzen und beachten gelehrt. Die „wissenschaftliche Betriebsführung" hat jetzt auch in Deutschland volle Geltung erlangt. Als Bestätigung hierfür kann das Erscheinen des vorliegenden Taschenbuchs angesprochen werden. Die Mitarbeiter der einzelnen Sondergebiete sind zum großen Teil unmittelbar aus der Praxis entnommen und haben ihren Ruf in der Fachliteratur zum Teil schon begründet.

Der Inhalt des Werks (880 Seiten) gliedert sich in 3 Hauptteile: I. Energieerzeuger und ihre Betriebskontrolle — Dampfkessel, Gaserzeuger, Kraftmaschinen, Eltbetriebe, Kontrolle der Dampfkesselanlagen, Dampfturbinenzentralen, Kolbenkraftmaschinen, Wasserturbinen, Betriebskosten. — II. Herstellung und Organisation — Werkstoffe, Elektrisches Schweißen, Werkzeugmaschinen, Werkzeuge und Fabrikorganisation — und endlich III. Anlage und Einrichtung der Fabriken — Baukonstruktionen, Heizung, Lüftung, Entstaubung, Beleuchtung, Transmissionen, Werkstattförderwesen, Rohrleitungen, elektrische Leitungen und Wirkungsgrad von Fabrikanlagen. — Ein ausführliches Sachverzeichnis ist beigegeben.

Unter Betonung der Hauptvorteile, die das neue Sammelwerk bietet, sei im Einzelnen auf folgendes hingewiesen.

Im ersten Hauptteil sind die Bauarten der verschiedenen Energieerzeuger und ihre Entwicklung im allgemeinen nur angedeutet und als bekannt vorausgesetzt. Dagegen ist der Ausnützung der Energieträger in den Energieerzeugern verdiente Beachtung zugemessen, sind unter Berücksichtigung der neusten Ausnützungsformen (Abwärmeverwertung) die betrieblichen Vergleichsgrundlagen für die Wahl der Betriebskraft gegeben. Die für die Feststellung der Betriebseigenschaften der Energieträger nötigen Instrumente und Apparate sind so ausführlich wie möglich zur Darstellung gekommen (leider nicht auch die für Eltuntersuchungen nötigen; hierfür müßten spätere Auflagen nachsorgen), so wie man sie in manchem Lehrbuch nicht findet. Für noch eingehendere Arbeiten sind Literaturangaben gemacht. Damit kann ein klares Bild des Betriebsverhaltens von Kohle und Speisewasser (Mengen- und Heizwertbestimmung, Rauchgasprüfung) gewonnen werden. Die gesamten neuzeitlichen Formen der betrieblichen Auswertung von Krafterzeugern sind angeführt: Untersuchungen mit Versuchsnormen, Messungen, Muster für laufende Aufzeichnungen (Betriebsstatistik und -Kontrolle). Sehr wichtig erscheint auch die jeweilige Zusammenstellung von Krankheitserscheinungen an Maschinen. Auf die Abnützungseinflüsse verschiedenster Art ist selbstverständlich großer Wert gelegt.

Im zweiten Hauptteil, dem Betriebe von Werkstatt und Büro gewidmet, sind nicht nur die älteren mechanischen Prüfungsmethoden erwähnt, sondern es ist auch der Metallographie als neuerer Erkenntnisform der Gefügeveränderungen bei den verschiedenen Warmbehandlungen gebührend Raum gegeben. Die Fehlbehandlungen sind betont. Die Haupteigenschaften der Werkstoffe sind ausführlicher als sonst für Taschenbücher üblich behandelt, für gewisse Legierungsgruppen sind Erstarrungsschaubilder beigefügt. Wie im ersten Teil für das Kraftwerk sind auch für die Werkzeugmaschinen die Bauweisen nur angedeutet, die betriebliche Ausnützung dagegen in den Vordergrund gestellt. Die Ausführlichkeit der Behandlung macht Sonderlehrbücher entbehrlich. Als Kind der Neuzeit sind die Grundzüge der allgemeinen Fabrikorganisation kurz, ausführlich dagegen das Konstruktions- und Fabrikationsbüro mit Einschluß der Passung und Normung, der Kalkulation und Fristenverfolgung behandelt.

Auch der dritte Hauptteil, die Anlage und Einrichtung von Fabriken ist weitestgehend unter dem Gesichtspunkt des Betriebes behandelt, was sich besonders im Förderwesen ausdrückt. Die Wirtschaftlichkeit verschiedener Formen des Förderns wird erörtert. Im Abschnitt Heizung wird die Erwähnung der Hochdruckkreislaufheizung vermißt, die neuerdings in Fabriken immer mehr Boden gewinnt (Siemensstadt), im Abschnitt Beleuchtung dürften Ausstrahlungskurven verschiedener Art (Breit-, Tiefstrahler, direkt, indirekt) zum leichteren Zurechtfinden in einem an sich fernerliegendem Gebiet am Platze sein.

Das Werk entspricht einem neuzeitlichen Bedürfnis. Für den Fabrikbetriebsingenieur wird es bald unentbehrlich sein. Aber auch der Bauingenieur in größeren Betrieben wird ihm für seinen Maschinenpark eine Fülle von Anregungen entnehmen können. Es kann nur wärmstens empfohlen werden. Die Ausstattung ist glänzend.
Wentzel.

Heizung und Lüftung. Von Ing. Johannes Körting I. Das Wesen und die Berechnung der Heizungs- und Lüftungsanlagen. 4. Aufl. 1922. Sammlung Göschen. Berlin und Leipzig, Vereinigung wissenschaftlicher Verleger, Walter de Gruyter & Co. Preis: Grundzahl 1.

Auf nur 130 Seiten versteht es der Verfasser nicht nur — wie man es von solchen Sammelwerkchen meist erwartet — einen allgemeinen Überblick über das betreffende Sondergebiet zu geben, sondern er führt in die Berechnungsgrundlagen ein und verleiht so dem Leser ein Gefühl größerer Sicherheit. Die Abhandlung ist elementar gehalten und doch nicht zu laienhaft, ein recht glücklicher Mittelweg. Abschnitt I — Wärmebedarf und -erzeugung — bringt neben den allgemeinen Grundbegriffen genügende Angaben über Wärmedurchgangszahlen und Feuerungsanlagen, Abschnitt II — die Luft und ihre Beschaffenheit — allgemeine hygienische Betrachtungen. Im Abschnitt III — das Wesen der Heizung — werden zunächst die Luftheizungen, dann die Warmwasser- und Dampfheizungen behandelt; eine Rohrleitungsberechnung wird für Warmwasser durchgeführt, hierauf fußend für Dampfheizung angedeutet. Abschnitt IV — die Lüftung — bringt eine Einführung in die Berechnung der Lüftungsanlagen.

Das Büchlein kann dem Bauingenieur angelegentlich empfohlen werden.
Wentzel.

Handbuch des Wasserbaues für das Studium und die Praxis. 2 Bände mit 736 Abb. im Text. 3. vollständig neubearbeitete Auflage von Geheimen Rat Prof. Dr. Dr. H. Engels, Dresden. Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig 1923. Grundziffer 55, geb. 61.

Die vorletzte Auflage des Engelsschen Werkes erschien Pfingsten 1920. Bereits zwei Jahre später machte sich die 3. Auflage notwendig. Ein jeder, der das Engelssche Buch kennt, wird dies durchaus erklärlich finden, denn er weiß aus dem in diesem Werke Gebotenen und seiner Darstellungsart, daß es das erste Werk ist, das es überhaupt auf der Welt über den wissenschaftlichen Wasserbau gibt, daß es im wahrsten Sinne, wie sein Titel besagt, ein Handbuch des Wasserbaues ist; bringt es doch in der dem Verfasser so eigenen, kurzen, klaren und übersichtlichen Weise alles das, dessen jemand bedarf, der sich mit den wichtigen Fragen des Wassers auf der Erde, den Bewegungen des Wassers, mit einer allgemeinen Wasserkunde, mit dem Flußbau, den Wehren, den Talsperren, den Wasserkraftanlagen, mit dem Schutze des Landes gegen das Wasser, dem Gebiete des landwirtschaftlichen Wasserbaues, den allgemeinen Fragen der Schifffahrt auf der See und im Binnenlande, mit Schiffsschleusen, mit der

Regulierung der Flüsse, mit Schiffahrtskanälen und endlich mit Häfen befassen will. Auf reichster Erfahrung in der Praxis, auf jahrzehntelanger wissenschaftlicher Arbeit im akademischen Lehramt aufgebaut und durch vielgestaltige, persönliche Beziehungen zu allen Einzelgebieten des wissenschaftlichen Wasserbaues unterstützt ist das Engelssche Werk entstanden und dank der glänzenden großzügigen Darstellungsweise seines Verfassers zu dem klassischen Werk des Wasserbaus geworden, um das alle anderen Nationen die Deutschen beneiden. Gerade das Engelssche Werk ist ein sprechender Beweis für die — bei andern Völkern noch nicht in gleicher Weise — erreichte wissenschaftliche Durchdringung, Erfassung und Lösung technischer Probleme und praktischer Aufgaben, und es ist weiter vorbildlich in dem Hineinpassen der Theorie an die Anforderung des praktischen Wasserbaues, ein Vorbild in der Vermeidung einer allzustarken Betonung rein abstrakter, oft unfruchtbarer Darlegungen. Dem klargefügten und durchsichtigen Text sind die alles Wesentliche zur Darstellung bringenden sehr zahlreichen Abbildungen als gleichwürdige Begleitung angefügt; auch hier hat das Bestreben, nur das Wesentliche, Grundlegende zu geben, überall zum vollen Erfolge geführt. So ist denn das vorliegende Werk ein Markstein für gründlichste deutsch-wissenschaftliche Leistung auf der einen Seite, und auf der anderen das Endergebnis einer dem Dienste der technischen Wissenschaft geweihten und erfolgreichen Lebensarbeit.

Das Engelssche Werk wird seine beherrschende Stellung stets bewahren und den Namen seines Verfassers festhalten unter den Ersten, die unsere neuzeitliche wissenschaftliche Technik geschaffen haben.

Anerkennung für die Ausstattung des Werkes gebührt auch der Verlagsbuchhandlung Wilhelm Engelmann in Leipzig, die trotz der Schwere der Zeit dem Werke auch eine äußere und innere Form zu geben gewußt hat, angepaßt seiner hohen Bedeutung in der technischen Literatur. M. F.

Bericht über die XXV. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) am 13.—25. II. 1922.

Jeder Fachmann wird es dem D. B.-V. zu besonderem Danke wissen, daß er trotz der Ungunst der Zeit und der großen Kosten den Bericht über seine 25. Hauptversammlung, zudem reich mit Abbildungen und Plänen versehen, herausgegeben hat. Das in kurzer Zeit damals zum Vortrag gebrachte hochwertvolle Material ist nunmehr erst voll Eigentum der Fachwelt geworden, und ein Jeder, der sich der vielgestaltigen Anregungen und vorbildlichen Darlegungen auf jener Tagung erinnert, wird das Erscheinen der Berichte mit besonderer Dankbarkeit begrüßen. M. F.

Lehrbuch der Bergbaukunde, mit besonderer Berücksichtigung des Steinkohlenbergbaues. Von Prof. Dr.-Ing. e. h. F. Heise in Bochum und Prof. Dr.-Ing. e. h. F. Herbst in Essen. I. Bd. Fünfte verbesserte Auflage. 626 S. Verlag Julius Springer, Berlin 1923. Geb. Grundzahl 11.

Erst 1920 im September erschien die vierte Auflage. Daß ihr so schnell eine neue folgen mußte, ist ein Zeichen für die allseitige Anerkennung und Benutzung des Werkes. Trotz der kurzen Aufeinanderfolge der Auflagen weist das Werk doch nicht unerhebliche Erweiterungen auf. Sie beziehen sich vor allem auf die Einfügung einer Erörterung über die Druckluftwirtschaft, entsprechend der gesteigerten Bedeutung der Druckluftverwendung im Bergbau, alsdann auf Fortschritte in der maschinellen Kohlengewinnung, den Gesteinsbohrarbeiten, der Kühlhaltung warmer Gruben u. a. m. Auch der Abschnitt Wetterlehre zeigt verschiedene Ergänzungen und Verbesserungen.

Gleich ihren Vorgängern wird auch die neue Auflage allseitig sich Freunde gewinnen, und das um so mehr als die Kohlegewinnung und die Lehre ihrer Lagerstätten und Auffindung heute ein Gebiet ist, das nicht nur den Fachmann interessiert, sondern in seiner allgemeinen Bedeutung weite Kreise fesselt. Das gilt namentlich von den allgemein verständlich geschriebenen Abschnitten über die Gebirgs- und Lagerstättenlehre, über die Steinkohle und ihr Vorkommen in Deutschland, über die Schürf- und Bohrarbeiten und endlich den Grubenbau- und Abbau, über Grubenwetter und die Arten und das Auftreten der Gebirgsbewegungen. Wer sich — auch als Laie — über alle diese Fragen ein wissenschaftlich richtiges Bild machen will, kann das erfolgreichst an der Hand des vorliegenden ausgezeichneten Werkes tun. M. F.

## An unsere Leser!

Die Schriftleitung möchte nicht verfehlen, die Leser des „Bauingenieur" auch an dieser Stelle auf die im Anzeigenteil des vorliegenden Heftes abgedruckte Bekanntmachung des Verlages bezüglich einer Nachzahlung von 150 000 M. auf den bisherigen für den Monat August erhobenen Bezugspreis hinzuweisen.

Vergleicht man die gewaltige Erhöhung, welche die Tageszeitungen gezwungen sind vorzunehmen, mit der Nachforderung des Verlages des „Bauingenieur", so wird man diese um so geringer finden müssen, wenn man bedenkt, daß eine wissenschaftliche Zeitschrift durch die ungeheure Steigerung aller Herstellungskosten mehr betroffen wird, als eine Tageszeitung, nochzumal sich auch der Anzeigendienst leider unter dem Druck aller Verhältnisse immer mehr und mehr verringert.

Die Schriftleitung hofft, daß jeder deutsche Bauingenieur von der Wichtigkeit des Fortbestehens unserer Zeitschrift, die ausschließlich dem Bauingenieurwesen dient, überzeugt ist und in dieser schweren Zeit auch seinerseits hilft, die Zeitschrift zu hoffentlich besseren Tagen durchzuhalten.

**Die Schriftleitung**
*Dr. M. Foerster.*

## STELLENÜBERSICHT.

171. Regbmstr., längere Zeit bei Staats- oder Privatbahn tätig, als Betriebsdirektor ges. Einkommen nach Gruppe XI. Angeb. an die Dir. der Crefelder Eisenbahn, Crefeld, Adlerstr. 18. (D. Bztg. 15. 8.)
172. Bauingenieur, Kaufmann, erfahren im Industriebau, mit guten Beziehungen zur Rheinisch-Westfälischen Textilindustrie ges. Angeb. an den Verl. d. D. Bztg. (15. 8.)
173. Oberingenieur mit statischen und konstr. Fähigkeiten, Baupraxis u. Geschäftsgewandtheit für Königsberger Niederlassung von Eisenbetonbauunternehmen ges. Angeb. unter E. 927 a. d. Verl. d. D. Bztg. (15. 8.)
174. Eisenbeton-Ingenieur f. sof. ges. Angeb. unter W. 919 a. d. Verl. d. D. Bztg. (15. 8.)
175. Eisenbeton-Ingenieur mit mindestens 2jähriger Praxis sof. ges. Angeb. an Max Giese, Eisenbetonbau, Kiel, Am Markt 6. (D. Bztg. 15. 8.)
176. Dipl.-Ing. mit langjähr. Erfahrung in Konstruktion u. Berechnung v. Industriebauten u. Sicherheit i. d. Kalkulation als Vorstand d. Techn. Büros ges. Mehrjähr. Stellung bei ersten Betonfirmen unerläßlich. Angeb. an Heinrich Butzer, Köln, Zeughausstr. 20. (D. Bztg. 15. 8.)
177. Regbf. des Wasser- und Straßenbaufaches nach Eckernförde sof. ges. Angeb. an Wasserbauamt Kiel. (Bautechnik 20. 8.)
178. Dipl.-Ing. mit reicher Erfahrung im Hoch-, Tief- und Eisenbetonbau und Gewandtheit im Verkehr m. Behörden und Bauherrschaften nach Düsseldorf ges. Angeb. unter B. 924 a. d. Verl. d. D. Bztg. (15. 8.)
179. Regbauf. des Wasser- und Straßenbaufaches ges. Angeb. a. Neubauamt f. d. Hafenerweiterung Geestemünde (Zentralblatt 8. 8.)
180. Ingenieur, gewandt im Verkehr, für Entwurf von Wasserkraftanlagen ges. Angeb. an Tiefbauges. Fulda 88.
181. Bauingenieur, 1. Kraft, mit reichen Erfahrungen in Eisenbeton-, Hoch- und Tiefbau, Nähe Braunschweigs, ges. Angeb. unter C. 953 a. d. Verl. d. D. Bztg. (25. 8.)
182. Eisenbetonfachmann, als Leiter von Königsberger Niederlassung ges. Angeb. unter H. 958 a. d. Verl. d. D. Bztg. (25. 8.)
183. Dipl.-Ing., sicherer Statiker, mit Erfahrung im Verkehr mit der Kundschaft und Kalkulation, als Vertreter des Oberingenieurs von Kölner Bauunternehmung ges. Angeb. unter V. 971 a. d. Verl. d. D. Bztg. (25. 8.)
184. Oberingenieur, erfahren und geschäftsgewandt für den Außendienst und mehrere Eisenbetoningenieure ges. Angeb. unter Bz. 211 a. d. Verl. d. D. Bztg. (15. 8.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstr. 8.

DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang 30. September 1923 Heft 18

# ÜBER DIE INANSPRUCHNAHME VON DRUCKSTOLLEN-AUSKLEIDUNGEN.

*Von Dr. Ludwig Mühlhofer, Ingenieur der Bauunternehmung Innerebner & Mayer, vorm. J. Riehl, Innsbruck.*

***Übersicht.*** Es werden Gleichungen für die Spannungen aufgestellt, die infolge des Betriebsdruckes in der Auskleidung von Druckstollen auftreten. Für diese sind drei Ausführungsarten — unbewehrter Stampfbeton, Stampfbeton mit eisenbewehrtem Torkret und Stampfbeton mit einbetoniertem Blechrohr — angenommen. Die Nachgiebigkeit des Gebirges ist hierbei in derselben Weise berücksichtigt wie die der Bettung bei der Berechnung des Eisenbahnoberbaues. Die gefundenen Beziehungen werden an Hand von Zahlenbeispielen erörtert.

In einer früheren, in dieser Zeitschrift erschienenen Abhandlung[1]) wurde eine kurze Beschreibung der verschiedenen neuartigen Druckstollenbauweisen gegeben, wie sie etwa bis zum Beginn des Jahres 1922 teils in Vorschlag gebracht, teils versuchsweise ausgeführt worden waren. Gleichzeitig wurden Gleichungen für die Spannungen entwickelt, die im Mauerwerk eines nur mit Beton allein bzw. im Blechfutter eines mit Beton und einem darin eingebetteten Eisenrohr ausgekleideten Druckstollens unter der Wirkung des Betriebsdruckes zustande kommen.

Im folgenden werden dieselben Untersuchungen für eine aus einem Stampfbetonring und einer an der Innenseite liegenden dünnen, eisenbewehrten zweiten Betonschicht bestehenden Druckstollenauskleidung durchgeführt. Letztere Betonschicht wird heute wohl immer nach dem Torkretverfahren, also mit Hilfe der aus Amerika stammenden „Zementkanone", aufgebracht werden, weshalb von ihr im weiteren kurz als von der Torkretschicht die Rede sein soll[2]).

Die Berechnungsergebnisse sind in Tabelle 1 zusammengestellt; des besseren Vergleiches wegen ist hierbei auch der Verlauf der Spannungen für die beiden früher erwähnten Stollenauskleidungsarten beigefügt.

Bei allen drei Ausführungsweisen wurde der Stampfbetonring einmal als Zug übertragend, dann aber auch als gerissen angenommen; dasselbe geschah auch bezüglich der Torkretschicht. Damit ergeben sich die in Tabelle 1 dargestellten sieben Berechnungsfälle[3]), und zwar:

Ausführungsart A: Stampfbetonring ohne Eisenbewehrung.
Berechnungsfall I: Stampfbetonring nicht gerissen, also Zug und Druck übertragend;
Berechnungsfall II: Stampfbetonring gerissen, also nur Druck übertragend.

Ausführungsart B: Innen eine eisenbewehrte Torkretschicht außen ein nichtbewehrter Stampfbeton ring.
Berechnungsfall III: Stampfbetonring nicht gerissen, also Zug und Druck übertragend;
Berechnungsfall IV: Stampfbetonring gerissen, also nur Druck übertragend;
Berechnungsfall V: Stampfbetonring und Torkretschicht gerissen, das Eisen allein nimmt Zugspannungen auf.

Ausführungsart C: Innen ein Blechrohr, außen ein Stampfbetonring.
Berechnungsfall VI: Stampfbetonring nicht gerissen, also Zug und Druck übertragend;
Berechnungsfall VII: Stampfbetonring gerissen, die Blechauskleidung allein nimmt Zugspannungen auf.

Die Ableitung der in Tabelle 1 zusammengestellten Gleichungen erfolgte auf Grund der elastischen Verformungen, die die einzelnen Auskleidungsringe unter der Wirkung des Betriebsdruckes erfahren. Vom Eigengewichte der Auskleidung und des Stolleninhaltes sowie von der Wirkung axialer Kräfte wurde — als gegenüber dem Betriebsdruck von untergeordneter Bedeutung — abgesehen. Der Betriebsdruck selbst ist für alle Teile des zu untersuchenden Stollenquerschnittes als unveränderlich in Rechnung gestellt. Weiterhin wurde angenommen, daß ein äußerer Druck, z. B. vom Gebirge oder vom Grundwasser[4]) herrührend, nicht vorhanden sei. Bezüglich der tangentialen Spannungen in der Torkretschicht (Ausführungsart B) sowie in der Blechhaut (Ausführungsart C) ist vorausgesetzt, daß sie sich gleichmäßig über den Querschnitt verteilen; für die radialen Spannungen in den beiden genannten Auskleidungsteilen wurde ein geradliniges Abfallen vom Innen- zum Außenrand zugrunde gelegt. Die getroffenen Annahmen sind dieselben, wie man sie bei der Berechnung dünnwandiger Rohre macht. Für den Stampfbetonring ist in jenen Fällen, in denen dieser als nicht gerissen in Rechnung gestellt erscheint, die Spannungsverteilung nach den für dickwandige Röhren gültigen Beziehungen ermittelt; dort aber, wo dieser Ring als gerissen vorausgesetzt ist, wurde der in Abb. 1 dargestellte — daselbst mit den Bezeichnungen für den Berechnungsfall IV versehene — Spannungsverlauf angenommen.

Die Verformbarkeit des Gebirges wurde — ebenso wie in der eingangs genannten Arbeit — in der gleichen Weise berücksichtigt, wie dies bei der Berechnung des Eisenbahnoberbaues bezüglich der Nachgiebigkeit der Bettung geschieht. Demnach soll die Eindrückung $\Delta$ (cm), die die Felsoberfläche unter der Wirkung eines Druckes p (kg/cm²) erfährt, durch die Beziehung:

$$\Delta = \frac{p}{K} \quad \text{. . . . . . . . . . . . . (1}$$

gegeben sein[5]); hierin bedeutet K die „Bettungsziffer"; sie stellt jene Belastung in kg dar, die, auf eine 1 cm² große Felsfläche wirkend, diese 1 cm tief eindrückt. K = 0 spricht aus, daß überhaupt kein Widerstand geleistet wird, und erscheint mit dem Falle gleichbedeutend, daß die Stollenröhre im Freien ausgeführt oder aber nicht satt an das Gebirge angemauert ist;

[1]) L. Mühlhofer, „Neuerungen auf dem Gebiete des Druckstollenbaues Der Bauingenieur 1922 (S. 545).

[2]) Bekanntlich sind bei dem 1922 fertiggestellten Kraftwerk Amsteg der schweiz. Bundesbahnen die unteren 2000 m des insgesamt 7500 m langen Druckstollens in der angegebenen Weise ausgekleidet worden; der lichte Durchmesser des kreisförmigen Profiles beträgt dort 2,80 m, der größte Betriebsdruck einschließlich des zusätzlichen Druckes infolge der Spiegelschwankungen im Wasserschloß 3,5 at.

Bezüglich der jüngsten schweizerischen Druckstollenbauten vgl. die Arbeit von H. Schachermeyr „Neue Erfahrungen im Bau von Druckstollen für Wasserkraftanlagen", Die Wasserwirtschaft, 1922 (S. 100), ferner die 1922/1923 im Bulletin technique de la Suisse Romande erschienenen, auszugsweise auch in der Deutschen Bauzeitung 1923 (Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau, S. 45) wiedergegebenen Untersuchungen von R. Maillart über die Ausbildung von Stollen mit innerem Druck.

[3]) Das Folgende bildet einen Teil der Untersuchungen, die Verfasser über Auftrag der Bauunternehmung Innerebner & Mayer, vorm. J. Riehl, Innsbruck, im Zusammenhange mit dem Bau des Spullerseewerkes der österr. Bundesbahnen, mit dessen Durchführung diese betraut ist, vorgenommen hat.

[4]) Hinsichtlich des Einflusses eines Grundwasserdruckes vgl. L. Mühlhofer, „Theoretische Betrachtungen zum Problem des Druckstollenbaues", Schweiz. Bauzeitung 1921, Bd. 78 (S. 245).

[5]) Vgl. z. B.: A. Föppl, „Vorlesungen über technische Mechanik", III. Bd. (S. 257), Leipzig und Berlin 1918.

Tabelle 1 (erster Teil): Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse.

| Lfde. Nr. | Ausführungsart | | | A) Stampfbetonring ohne Eisenbewehrung | | B) Innen: Eisenbewehrter Torkretring; Außen: Stampfbetonring |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | nicht gerissen, also Zug und Druck übertragend | gerissen, also nur Druck übertragend | Stampfbetonring nicht gerissen, also Zug und Druck übertragend |
| | Berechnungsfall | | | I | II | III |
| 1 | **Bezeichnungen:**<br>$a_1, a_2, a_3$ .. Ringhalbmesser; $k_1 = \frac{a_2}{a_1}$; $k_2 = \frac{a_3}{a_2}$; $k_3 = \frac{a_3}{a_1}$<br>$F_i = (n - 1) F_E + (a_2 - a_1)$ Ideeller Betonquerschnitt<br>$F_E$ .. Querschnitt der Eisenbewehrung ($cm^2$/cm Stollenlänge)<br>$\delta$ ... Stärke der Blechpanzerung (cm)<br>$E_E$ ... Dehnmaß des Eisens ($kg/cm^2$)<br>$E_T$ ... „ „ Torkretbetons ($kg/cm^2$)<br>$E_B$ .. „ „ Stampfbetons ($kg/cm^2$)<br>K ... Bettungsziffer $= \frac{\text{Belastung in } (kg/cm^2)}{\text{Eindrückung in cm}}$ ($kg/cm^3$)<br>K = 100 bedeutet z. B., daß das Gebirge unter einer Belastung von 100 $kg/cm^2$ einen Zentimeter nachgibt. K = 0 drückt das Fehlen eines Widerstandes des Gebirges aus und ist einem Freiliegen der Stollenröhre gleichzuhalten.<br>$m_B$ ... Poissonsche Zahl des Stampfbetons<br>$n = \frac{E_E}{E_T}$; p ... Betriebsdruck ($kg/cm^2$) | | | Stampfbeton $(E_B, m_B)$; $a_1 \leq x \leq a_3$<br>Gebirge (K) | Stampfbeton $(E_B, m_B)$; $a_1 \leq x \leq a_3$<br>Gebirge (K) | Torkret $(E_T)$; $a_1 \leq x \leq a_3$<br>Stampfbeton $(E_B, m_B)$<br>Eisenbewehrung $(E_E, F_E)$<br>Gebirge (K) |
| 2 | Q, R, S, T, U, V, W } Bettungsgrößen | | | $Q = \frac{E_B}{K}\frac{1}{a_3} + \frac{m_B - 1}{m_B}$ | $R = E_B \frac{a_3 - a_1}{a_1}\left[\frac{1}{K}\frac{1}{a_3} + \frac{1}{E_B}\log nat\, k_3\right]$ | $Q = \frac{E_B}{K}\frac{1}{a_3} + \frac{m_B - 1}{m_B}$<br>$S = \frac{E_T}{E_B}\frac{F_i}{a_2}\left[\frac{Q - 2}{(k_2^2 - 1)\frac{Q}{2} + 1} + \frac{m_B + 1}{m_B}\right]$ |
| 3 | Spannungen im Eisen ($kg/cm^2$) | tangential | innen / außen | — | — | $\sigma_{E_t} = \left[\frac{S}{S+1}\right] n \frac{a_1}{F_i} p$ |
| 4 | | radial | innen / außen | — | | $\sigma_{E_r} = -\frac{1}{2}\left[1 + \frac{1}{(S+1)k_1}\right] p$ |
| 5 | Spannungen im Torkretring ($kg/cm^2$) | tangential | innen / außen | — | — | $\sigma_{T_t} = \left[\frac{S}{S+1}\right]\frac{a_1}{F_i} p$ |
| 6 | | radial | innen | — | | $\sigma_{T_{r(a_1)}} = -p$ |
| | | | außen | | | $\sigma_{T_{r(a_2)}} = -\left[\frac{1}{S+1}\right]\frac{1}{k_1} p$ |
| 7 | Spannungen im Stampfbetonring ($kg/cm^2$) | tangential | allgemein: an der Stelle x (cm) | $\sigma_{B_{t(x)}} = \frac{\left[\left(\frac{a_3}{x}\right)^2 + 1\right]\frac{Q}{2} - 1}{[k_3^2 - 1]\frac{Q}{2} + 1} p$ | $\sigma_{B_t (a_1 < x \leq a_3)} = 0$ | $\sigma_{B_{t(x)}} = \left[\frac{1}{S+1}\right]\frac{1}{k_1}\frac{\left[\left(\frac{a_3}{x}\right)^2 + 1\right]\frac{Q}{2} - 1}{[k_2^2 - 1]\frac{Q}{2} + 1} p$ |
| | | | innen | $\sigma_{B_{t(x=a_1)}} = \frac{[k_3^2 + 1]\frac{Q}{2} - 1}{[k_3^2 - 1]\frac{Q}{2} + 1} p$ | | $\sigma_{B_{t(x=a_2)}} = \left[\frac{1}{S+1}\right]\frac{1}{k_1}\frac{[k_2^2 + 1]\frac{Q}{2} - 1}{[k_2^2 - 1]\frac{Q}{2} + 1} p$ |
| | | | außen | $\sigma_{B_{t(x=a_3)}} = \frac{Q - 1}{[k_3^2 - 1]\frac{Q}{2} + 1} p$ | | $\sigma_{B_{t(x=a_3)}} = \left[\frac{1}{S+1}\right]\frac{1}{k_1}\frac{Q - 1}{[k_2^2 - 1]\frac{Q}{2} + 1} p$ |

positives, Druckspannungen negatives Vorzeichen.

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | Zugspannungen haben | Spannungen im Stampfbetonring (kg/cm²) | radial | allgemein: an der Stelle x (cm) | $\sigma_{B_r(x)} = -\frac{\left[\left(\frac{a_3}{x}\right)^2-1\right]\frac{Q}{2}+1}{\left[k_3^2-1\right]\frac{Q}{2}+1}\,p$ | $\sigma_{B_r(x)} = -\frac{a_1}{x}\,p$ | $\sigma_{B_r(x)} = -\left[\frac{1}{S+1}\right]\frac{1}{k_1}\frac{\left[\left(\frac{a_3}{x}\right)^2-1\right]\frac{Q}{2}+1}{\left[k_2^2-1\right]\frac{Q}{2}+1}\,p$ |
| | | | | innen | $\sigma_{B_r(x=a_1)} = -p$ | $\sigma_{B_r(x=a_1)} = -p$ | $\sigma_{B_r(x=a_2)} = -\left[\frac{1}{S+1}\right]\frac{1}{k_1}\,p$ |
| | | | | außen | $\sigma_{B_r(x=a_3)} = -\frac{1}{\left[k_3^2-1\right]\frac{Q}{2}+1}\,p$ | $\sigma_{B_r(x=a_3)} = -\frac{1}{k_3}\,p$ | $\sigma_{B_r(x=a_3)} = -\left[\frac{1}{S+1}\right]\frac{1}{k_1}\frac{1}{\left[k_2^2-1\right]\frac{Q}{2}+1}\,p$ |
| 9 | | Spannungen im Gebirge (kg/cm²) | radial | innen | $\sigma_{Gr(x=a_3)} = -\frac{1}{\left[k_3^2-1\right]\frac{Q}{2}+1}\,p$ | $\sigma_{Gr(x=a_3)} = -\frac{1}{k_3}\,p$ | $\sigma_{Gr(x=a_3)} = -\left[\frac{1}{S+1}\right]\frac{1}{k_1}\frac{1}{\left[k_2^2-1\right]\frac{Q}{2}+1}\,p$ |

10 **Beispiele:**

Zugrunde gelegte Zahlenwerte:

$a_1 = 92{,}5$ cm für Berechnungsfall I — VII
$a_2 = \begin{cases} 99{,}5 \text{ „} & \text{„ „ III, IV, V} \\ 92{,}7 \text{ „} & \text{„ „ VI, VII} \end{cases}$
$a_3 = 124{,}5$ „ „ „ I — VII
$k_1 = \frac{a_2}{a_1} = \begin{cases} 1{,}0757 & \text{„ „ III, IV, V} \\ 1{,}0021 & \text{„ „ VI, VII} \end{cases}$
$k_2 = \frac{a_3}{a_2} = \begin{cases} 1{,}2513 & \text{„ „ III, IV, V} \\ 1{,}3420 & \text{„ „ VI, VII} \end{cases}$
$k_3 = \frac{a_3}{a_1} = 1{,}3460$ „ „ I, II
$F_i = (n-1)\,F_E + (a_2 - a_1) = 9{,}8$
$F_E = 0{,}2$ cm²/cm Stollenlänge (13 ⌀ 14 mm/m)
$\delta = 0{,}2$ cm; $E_E = 2\,100\,000$ kg/cm²
$E_T = 140\,000$ kg/cm²; $E_B = 140\,000$ kg/cm²
K = 0, 100, 200, 300, 400 kg/cm³
$m_B = 10$; $n = \frac{E_E}{E_T} = 15$
p = 5 kg/cm² (50 m Wassersäule)

Die aufgetragenen Spannungsbilder gelten für die Bettungsziffer K = 200 kg/cm³ (Maßstäbe der Urzeichnung: 1 m . . . 40 mm, 1 kg/cm² . . . 4 mm).

| Größe | K = 0 | 100 | 200 | 300 | 400 |
|---|---|---|---|---|---|
| Q | ∞ | 12,140 | 6,520 | 4,647 | 3,710 |
| . | . | . | . | . | . |
| . | . | . | . | . | . |
| $\sigma_{B_t(a_1)}$ | 17,3 | 13,6 | 11,2 | 9,6 | 8,4 |
| $\sigma_{B_t(a_3)}$ | 12,4 | 9,4 | 7,8 | 6,3 | 5,4 |
| $\sigma_{B_r(a_1)}$ | — 5,0 | — 5,0 | — 5,0 | — 5,0 | — 5,0 |
| $\sigma_{B_r(a_3)}$ | 0 | — 0,9 | — 1,4 | — 1,7 | — 2,0 |
| $\sigma_{G_r(a_3)}$ | 0 | — 0,9 | — 1,4 | — 1,7 | — 2,0 |

| Größe | K = 0 | 100 | 200 | 300 | 400 |
|---|---|---|---|---|---|
| R | ∞ | 3,985 | 2,044 | 1,399 | 1,073 |
| . | . | . | . | . | . |
| . | . | . | . | . | . |
| $\sigma_{B_t(a_1)}$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\sigma_{B_t(a_3)}$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\sigma_{B_r(a_1)}$ | — 5,0 | — 5,0 | — 5,0 | — 5,0 | — 5,0 |
| $\sigma_{B_r(a_3)}$ | — 3,7 | — 3,7 | — 3,7 | — 3,7 | — 3,7 |
| $\sigma_{G_r(a_3)}$ | — 3,7 | — 3,7 | — 3,7 | — 3,7 | — 3,7 |

| Größe | K = 0 | 100 | 200 | 300 | 400 |
|---|---|---|---|---|---|
| Q | ∞ | 12,140 | 6,520 | 4,647 | 3,710 |
| S | 0,461 | 0,334 | 0,265 | 0,221 | 0,191 |
| $\sigma_{E_t}$ | 223 | 178 | 148 | 128 | 113 |
| $\sigma_{E_r}$ | — 4,1 | — 4,2 | — 4,3 | — 4,4 | — 4,5 |
| $\sigma_{T_t}$ | 14,9 | 11,9 | 9,9 | 8,5 | 7,5 |
| $\sigma_{T_r(a_1)}$ | — 5,0 | — 5,0 | — 5,0 | — 5,0 | — 5,0 |
| $\sigma_{T_r(a_2)}$ | — 3,2 | — 3,5 | — 3,7 | — 3,8 | — 3,9 |
| $\sigma_{B_t(a_2)}$ | 14,4 | 11,4 | 9,5 | 8,1 | 7,2 |
| $\sigma_{B_t(a_3)}$ | 11,3 | 8,7 | 7,2 | 6,0 | 5,2 |
| $\sigma_{B_r(a_2)}$ | — 3,2 | — 3,5 | — 3,7 | — 3,8 | — 3,9 |
| $\sigma_{B_r(a_3)}$ | 0 | — 0,8 | — 1,3 | — 1,6 | — 1,9 |
| $\sigma_{G_r(a_3)}$ | 0 | — 0,8 | — 1,3 | — 1,6 | — 1,9 |

K = ∞ dagegen würde einem — in Wirklichkeit natürlich nicht vorkommenden — vollständig starren Gebirge entsprechen.

Einigen Aufschluß über die praktisch in Frage kommenden Bettungszifferwerte dürften die nunmehr beendigten Versuche bringen, die die schweiz. Bundesbahnen im Druckstollen des Kraftwerkes Amsteg durchführten. Bei diesen Versuchen wurden nämlich u. a. auch die Durchmesservergrößerungen gemessen, die der Stollen teils im unverkleideten, teils im verkleideten Zustand unter verschieden großen Innendrücken erfuhr. Hierbei gelangten eigens für diesen Zweck gebaute, von Amsler & Co., Schaffhausen, hergestellte Apparate zur Anwendung. Die Veröffentlichung der Versuchsergebnisse ist geplant, bisher jedoch noch nicht erfolgt; hier kann nur gesagt werden, daß die erwähnten Messungen einen geradezu überraschend gesetzmäßigen Zusammenhang zwischen dem beobachteten Zurückweichen der Stollenwandungen und dem zugeordneten Innendruck ergaben.

Um bis zum Vorliegen gemessener Werte einen vorläufigen Anhalt wenigstens für die Größenordnung der Bettungsziffer zu geben, sei bemerkt, daß letztere für weiches oder klüftiges Gebirge vorsichtigerweise mit etwa K = 100 kg/cm³ anzunehmen sein wird; für gute Gesteinsverhältnisse mag vielleicht K = 500 kg/cm³ gelten; für ein höchst festes und dabei kluftfreies Gebirge endlich dürfte als Höchstwert etwa K = 1500 kg/cm³ gesetzt werden können. Die angegebenen Ziffern gründen sich auf Erwägungen, wie sie in der eingangs erwähnten Abhandlung angestellt wurden.

Die zunächst vorzunehmende Untersuchung des Berechnungsfalles III wird unter Zugrundelegung der in Tabelle 1 eingetragenen, dort näher erläuterten Benennungsweise und Vorzeichenfestsetzung durchgeführt wie folgt:

Unter der Wirkung des Innendruckes p suchen sich die Torkretschicht und der Stampfbetonring auszudehnen. Dadurch wird an der Grenze dieser beiden Auskleidungsteile (an der Stelle $x = a_2$) ein radialer Druck $p_1$ erzeugt; ebenso entsteht an der Grenze zwischen dem Stampfbetonring und dem Gebirge (an der Stelle $x = a_3$) ein radialer Druck $p_2$; $p_1$ und $p_2$ sind zunächst unbekannt.

Unter der Wirkung des Betriebsdruckes p und des Druckes $p_1$ entstehen in der Torkretschicht tangentiale Spannungen $\sigma_{Tt}$, die nach den gemachten Voraussetzungen gleichmäßig über den Querschnitt verteilt angenommen werden; auch im Eisen treten mit $\sigma_{Et}$ bezeichnete Ringspannungen auf. Mit n als Verhältniszahl der Elastizitätsmoduli des Eisens und des Torkretbetons ist

$$\sigma_{Et} = n\,\sigma_{Tt} \quad \ldots\ldots\ldots (2$$

Zwischen diesen Spannungen und den Drücken p und $p_1$ besteht nach der für dünnwandige Röhren üblichen Berechnungsweise die Beziehung:

$$a_1\,p - a_2\,p_1 = F_E\;\sigma_{Et} + \left[(a_2 - a_1) - F_E\right]\sigma_{Tt}$$

Tabelle 1 (Zweiter Teil): Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse.

| Lfde. Nr. | B) Innen: Eisenbewehrter Torkretring, Außen: Stampfbetonring | | C) Innen: Blechpanzerung, Außen: Stampfbetonring | |
|---|---|---|---|---|
| | Stampfbetonring gerissen, also nur Druck übertragend | Torkretring u. Stampfbetonring gerissen, das Eisen allein nimmt Zugspannungen auf | Stampfbetonring nicht gerissen, also Zug und Druck übertragend | Stampfbetonring gerissen, die Blechpanzerung allein nimmt Zugspannungen auf |
| | IV | V | VI | VII |
| 1 | Torkret ($E_T$), Stampfbeton ($E_B$), Eisenbewehrung ($E_E, F_E$), Gebirge (K) | Torkret ($E_T$), Stampfbeton ($E_B$), Eisenbewehrung ($E_E, F_E$), Gebirge (K) | Stampfbeton ($E_B, m_B$), Blechpanzerung ($E_E, \delta$), Gebirge (K) | Stampfbeton ($E_B$), Blechpanzerung ($E_E, \delta$), Gebirge (K) |
| 2 | $T = E_T \frac{F_i}{a_2}\left[\frac{1}{K}\frac{1}{a_3} + \frac{1}{E_B}\log nat\, k_2\right]$ | $U = E_E \frac{F_E}{\frac{1}{2}(a_1+a_2)}\left[\frac{1}{K}\frac{1}{a_3} + \frac{1}{E_T}\log nat \frac{a_2}{\frac{1}{2}(a_1+a_2)} + \frac{1}{E_B}\log nat\, k_2\right]$ | $Q = \frac{E_B}{K}\cdot\frac{1}{a_3} + \frac{m_B-1}{m_B}$ <br> $V = \frac{E_E}{E_B}\cdot\frac{\delta}{a_2}\left[\frac{Q-2}{(k_2^2-1)\frac{Q}{2}+1} + \frac{m_B+1}{m_B}\right]$ | $W = E_E \frac{\delta}{a_2}\left[\frac{1}{K}\frac{1}{a_3} + \frac{1}{E_B}\log nat\, k_2\right]$ |
| 3 | $\sigma_{E_t} = \left[\frac{T}{T+1}\right] n \frac{a_1}{F_i} p$ | $\sigma_{E_t} = \left[\frac{U}{U+1}\right]\frac{a_1}{F_E} p$ | $\sigma_{E_t} = \left[\frac{V}{V+1}\right]\frac{a_1}{\delta} p$ | $\sigma_{E_t} = \left[\frac{W}{W+1}\right]\frac{a_1}{\delta} p$ |
| 4 | $\sigma_{E_r} = -\frac{1}{2}\left[1 + \frac{1}{(T+1)k_1}\right] p$ | $\sigma_{E_r} = -\left[\frac{1}{U+1}\right]\frac{a_1}{\frac{1}{2}(a_1+a_2)} p$ | $\sigma_{E_r(a_1)} = -p$ <br> $\sigma_{E_r(a_2)} = -\left[\frac{1}{V+1}\right]\frac{1}{k_1} p$ | $\sigma_{E_r(a_1)} = -p$ <br> $\sigma_{E_r(a_2)} = -\left[\frac{1}{W+1}\right]\frac{1}{k_1} p$ |
| 5 | $\sigma_{T_t} = \left[\frac{T}{T+1}\right]\frac{a_1}{F_i} p$ | $\sigma_{T_t} = 0$ | — | — |
| 6 | $\sigma_{T_r(a_1)} = -p$ <br> $\sigma_{T_r(a_2)} = -\left[\frac{1}{T+1}\right]\frac{1}{k_1} p$ | $\sigma_{T_r(a_1)} = -p$ <br> $\sigma_{T_r(a_2)} = -\left[\frac{1}{U+1}\right]\frac{1}{k_1} p$ | | |
| 7 | $\sigma_{B_t(a_2 \leq x \leq a_3)} = 0$ | $\sigma_{B_t(a_2 \leq x \leq a_3)} = 0$ | $\sigma_{B_t(x)} = \left[\frac{1}{V+1}\right]\frac{1}{k_1}\frac{\left[\left(\frac{a_3}{x}\right)^2+1\right]\frac{Q}{2}-1}{\left[k_2^2-1\right]\frac{Q}{2}+1} p$ <br> $\sigma_{B_t(x=a_2)} = \left[\frac{1}{V+1}\right]\frac{1}{k_1}\frac{\left[k_2^2+1\right]\frac{Q}{2}-1}{\left[k_2^2-1\right]\frac{Q}{2}+1} p$ <br> $\sigma_{B_t(x=a_3)} = \left[\frac{1}{V+1}\right]\frac{1}{k_1}\frac{Q-1}{\left[k_2^2-1\right]\frac{Q}{2}+1} p$ | $\sigma_{B_t(a_2 \leq x \leq a_3)} = 0$ |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 8 | $\sigma_{B_r(x)} = -\left[\frac{1}{T+1}\right]\frac{a_1}{x}p$ | $\sigma_{B_r(x)} = -\left[\frac{1}{U+1}\right]\frac{a_1}{x}p$ | $\sigma_{B_r(x)} = -\left[\frac{1}{V+1}\right]\frac{1}{k_1}\frac{\left[\left(\frac{a_3}{x}\right)^2-1\right]\frac{Q}{2}+1}{\left[k_2^2-1\right]\frac{Q}{2}+1}p$ | $\sigma_{B_r(x)} = -\left[\frac{1}{W+1}\right]\frac{a_1}{x}p$ |
| | $\sigma_{B_r(x=a_2)} = -\left[\frac{1}{T+1}\right]\frac{1}{k_1}p$ | $\sigma_{B_r(x=a_2)} = -\left[\frac{1}{U+1}\right]\frac{1}{k_1}p$ | $\sigma_{B_r(x=a_2)} = -\left[\frac{1}{V+1}\right]\frac{1}{k_1}p$ | $\sigma_{B_r(x=a_2)} = -\left[\frac{1}{W+1}\right]\frac{1}{k_1}p$ |
| | $\sigma_{B_r(x=a_3)} = -\left[\frac{1}{T+1}\right]\frac{1}{k_1k_2}p$ | $\sigma_{B_r(x=a_3)} = -\left[\frac{1}{U+1}\right]\frac{1}{k_1k_2}p$ | $\sigma_{B_r(x=a_3)} = -\left[\frac{1}{V+1}\right]\frac{1}{k_1}\frac{1}{\left[k_2^2-1\right]\frac{Q}{2}+1}p$ | $\sigma_{B_r(x=a_3)} = -\left[\frac{1}{W+1}\right]\frac{1}{k_1k_2}p$ |
| 9 | $\sigma_{G_r(x=a_3)} = -\left[\frac{1}{T+1}\right]\frac{1}{k_1k_2}p$ | $\sigma_{G_r(x=a_3)} = -\left[\frac{1}{U+1}\right]\frac{1}{k_1k_2}p$ | $\sigma_{G_r(x=a_3)} = -\left[\frac{1}{V+1}\right]\frac{1}{k_1}\frac{1}{\left[k_2^2-1\right]\frac{Q}{2}+1}p$ | $\sigma_{G_r(x=a_3)} = -\left[\frac{1}{W+1}\right]\frac{1}{k_1k_2}p$ |

10

| Größe | K 0 | 100 | 200 | 300 | 400 |
|---|---|---|---|---|---|
| T | ∞ | 1,129 | 0,575 | 0,391 | 0,299 |
| $\sigma_{E_t}$ | 708 | 375 | 258 | 199 | 163 |
| $\sigma_{E_r}$ | −2,5 | −3,6 | −4,0 | −4,2 | −4,3 |
| $\sigma_{T_t}$ | 47,2 | 25,0 | 17,2 | 13,3 | 10,9 |
| $\sigma_{T_r(a_1)}$ | −5,0 | −5,0 | −5,0 | −5,0 | −5,0 |
| $\sigma_{T_r(a_2)}$ | 0 | −2,2 | −3,0 | −3,3 | −3,6 |
| $\sigma_{B_t(a_2)}$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\sigma_{B_t(a_3)}$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\sigma_{B_r(a_2)}$ | 0 | −2,2 | −3,0 | −3,3 | −3,6 |
| $\sigma_{B_r(a_3)}$ | 0 | −1,7 | −2,4 | −2,7 | −2,9 |
| $\sigma_{G_r(a_3)}$ | 0 | −1,7 | −2,4 | −2,7 | −2,0 |

| Größe | K 0 | 100 | 200 | 300 | 400 |
|---|---|---|---|---|---|
| U | ∞ | 0,360 | 0,184 | 0,125 | 0,096 |
| $\sigma_{E_t}$ | 2310 | 610 | 359 | 257 | 201 |
| $\sigma_{E_r}$ | 0 | −3,6 | −4,1 | −4,3 | −4,4 |
| $\sigma_{T_t}$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\sigma_{T_r(a_1)}$ | −5,0 | −5,0 | −5,0 | −5,0 | −5,0 |
| $\sigma_{T_r(a_2)}$ | −0 | −3 4 | −3,9 | −4,1 | −4,2 |
| $\sigma_{B_t(a_2)}$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\sigma_{B_t(a_3)}$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\sigma_{B_r(a_2)}$ | 0 | −3,4 | −3,9 | −4,1 | −4,2 |
| $\sigma_{B_r(a_3)}$ | 0 | −2,7 | −3,1 | −3,3 | −3,4 |
| $\sigma_{G_r(a_3)}$ | 0 | −2,7 | −3,1 | −3,3 | −3,4 |

| Größe | K 0 | 100 | 200 | 300 | 400 |
|---|---|---|---|---|---|
| Q | ∞ | 12,140 | 6,520 | 4,647 | 3,710 |
| V | 0,117 | 0,091 | 0,074 | 0,065 | 0,058 |
| $\sigma_{E_t}$ | 242 | 193 | 160 | 140 | 127 |
| $\sigma_{E_r(a_1)}$ | −5,0 | −5,0 | −5,0 | −5,0 | −5,0 |
| $\sigma_{E_r(a_2)}$ | −4,5 | −4,6 | −4,7 | −4,7 | −4,7 |
| . | . | . | . | . | . |
| $\sigma_{B_t(a_2)}$ | 15,6 | 12,4 | 10,5 | 9,0 | 7,9 |
| $\sigma_{B_t(a_3)}$ | 11,1 | 8,6 | 7,1 | 6,0 | 5,1 |
| $\sigma_{B_r(a_2)}$ | −4,5 | −4,5 | −4,7 | −4,7 | −4,7 |
| $\sigma_{B_r(a_3)}$ | 0 | −0,8 | −1,3 | −1,6 | −1,9 |
| $\sigma_{G_r(a_3)}$ | 0 | −0,8 | −1,3 | −1,6 | −1,9 |

| Größe | K 0 | 100 | 200 | 300 | 400 |
|---|---|---|---|---|---|
| W | ∞ | 0,374 | 0,191 | 0,131 | 0,100 |
| $\sigma_{E_t}$ | 2310 | 630 | 370 | 268 | 210 |
| $\sigma_{E_r(a_1)}$ | −5,0 | −5,0 | −5,0 | −5,0 | −5 0 |
| $\sigma_{E_r(a_2)}$ | 0 | −3,6 | −4,2 | −4,4 | −4,5 |
| . | . | . | . | . | . |
| $\sigma_{B_t(a_2)}$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\sigma_{B_t(a_3)}$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\sigma_{B_r(a_2)}$ | 0 | −3,6 | −4,2 | −4,4 | −4,5 |
| $\sigma_{B_r(a_3)}$ | 0 | −2,7 | −3,1 | −3,3 | −3,4 |
| $\sigma_{G_r(a_3)}$ | 0 | −2,7 | −3,1 | −3,3 | −3 4 |

woraus dann wegen Gl. (2)

$$\sigma_{E_t} = \frac{n\,(a_1 p - a_2 p_1)}{(n-1)\,F_E + (a_2 - a_1)} \quad \ldots \ldots (3$$

und

$$\sigma_{T_t} = \frac{a_1 p - a_2 p_1}{(n-1)\,F_E + (a_2 - a_1)} \quad \ldots (4$$

folgt.

Im Stampfbetonring dagegen werden durch die Drücke $p_1$ und $p_2$ zufolge der Theorie der dickwandigen Röhre an einer beliebigen Stelle x die tangentialen Spannungen:

$$\sigma_{Bt\,(x)} = \frac{(p_1 - k_2^2 p_2) - \left(\frac{a_3}{x}\right)^2 (p_2 - p_1)}{k_2^2 - 1} \quad . (5$$

und die radialen Spannungen:

$$\sigma_{Br\,(x)} = \frac{(p_1 - k_2^2 p_2) + \left(\frac{a_3}{x}\right)^2 (p_2 - p_1)}{k_2^2 - 1} \quad . (6$$

hervorgerufen, worin $k_2 = \frac{a_3}{a_2}$.

Die radiale Spannung am Innenrand der Torkretschicht (an der Stelle $x = a_1$) ist

$$\sigma_{Tr\,(x = a_1)} = -p \quad \ldots \ldots (7$$

am Außenrand (an der Stelle $x = a_2$) dagegen:

$$\sigma_{Tr\,(x = a_2)} = -p_1 \quad \ldots \ldots (8$$

Gemäß den gemachten Voraussetzungen kann dann die radiale Spannung in der Bewehrung mit

$$\sigma_{E_r} = -\frac{1}{2}(p + p_1) \quad \ldots \ldots (9$$

angeschrieben werden. Die an der Stelle $x = a_3$ an das Gebirge abgegebene radiale Druckspannung beträgt natürlich:

$$\sigma_{Gr\,(x = a_3)} = -p_2 \quad \ldots \ldots (10$$

Die in der eisenbewehrten Torkretschicht auftretenden Ringspannungen bringen eine Verlängerung des Außenhalbmessers $a_2$ hervor, die nach den gemachten Voraussetzungen und mit Zugrundelegung des Hookeschen Gesetzes in der Form:

$$\Delta a_2 = a_2 \frac{\sigma_{Tt}}{E_T} = \frac{a_2}{E_T} \cdot \frac{a_1 p - a_2 p_1}{(n-1)\,F_E + (a_2 - a_2)} \quad (11$$

ausgedrückt werden kann.

Andererseits haben die Drücke $p_1$ und $p_2$ eine Verlängerung des Innenhalbmessers $a_2$ des Stampfbetonringes zur Folge, die ebenfalls die Größe von $\Delta a_2$ besitzen muß und nach der Theorie der dickwandigen Röhre durch

$$\Delta a_2 = \frac{1}{E_B} \cdot \frac{1}{k_2^2 - 1} \cdot a_2 \left[\left(\frac{m_B + 1}{m_B} k_2^2 + \frac{m_B - 1}{m_B}\right) p_1 - 2 k_2^2 p_2\right] \quad . . (12$$

gegeben ist; ebenso findet man die Verlängerung des Außenhalbmessers $a_3$ mit

$$\Delta a_3 = \frac{1}{E_B} \cdot \frac{1}{k_2^2 - 1} \cdot a_3 \left[ 2 p_1 - \left( \frac{m_B + 1}{m_B} + \frac{m_B - 1}{m_B} k_2^2 \right) p_2 \right] \quad . . . (13$$

Das Gebirge muß dann um dasselbe Maß $\Delta a_3$ zurückweichen, weshalb nach Gl. (1) die Beziehung:

$$\Delta a_3 = \frac{p_2}{K} \quad . . . . . . . . . . . . (14$$

besteht.

Die Gleichsetzung der Verlängerungen nach Gl. (11) und (12) bzw. (13) und (14) liefert zwei Gleichungen, aus denen die bisher unbekannten Größen $p_1$ und $p_2$ berechnet werden können, und zwar findet man nach einigen Umformungen:

$$p_1 = \left[ \frac{1}{S + 1} \right] \cdot \frac{1}{k_1} \cdot p \quad . . . . . . . . (15$$

und

$$p_2 = \left[ \frac{1}{S + 1} \right] \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{1}{\left[ k_2^2 - 1 \right] \frac{Q}{2} + 1} \cdot p \quad . . . . (16$$

wobei $k_1 = \frac{a_2}{a_1}$ ist, und Q und S die in Tabelle 1 wiedergegebenen Ausdrücke bedeuten.

Durch Einführung der so bestimmten Größen $p_1$ und $p_2$ in die Gl. (3), (9), (4), (7), (8), (5), (6) und (10) werden dann die gesuchten Spannungen $\sigma_{Et}$, $\sigma_{Er}$, $\sigma_{Tt}$, $\sigma_{Tr\,(x = a_1)}$, $\sigma_{Tr\,(x = a_2)}$, $\sigma_{Bt\,(x)}$, $\sigma_{Br\,(x)}$, und $\sigma_{Gr\,(x = a_3)}$ erhalten; die bezüglichen Gleichungen sind in Tabelle 1 (Berechnungsfall III) zusammengestellt, wo auch die für die Stellen $x = a_2$ und $x = a_3$ zutreffenden Sonderwerte von $\sigma_{Bt\,(x)}$ und $\sigma_{Br\,(x)}$ beigefügt erscheinen.

Anknüpfend hieran gestaltet sich die Behandlung des Berechnungsfalles IV folgendermaßen:

An der Grenze der Torkretschicht und des Stampfbetonringes (an der Stelle $x = a_2$) entsteht wieder ein radialer Druck $p_1$, und an der Grenze des Stampfbetonringes und des Gebirges (an der Stelle $x = a_3$) ein ebensolcher Druck $p_2$. Die Drücke p und $p_1$ rufen in der Eisenbewehrung und in der Torkretschicht Spannungen $\sigma_{Et}$, $\sigma_{Er}$ und $\sigma_{Tt}$, $\sigma_{Tr\,(x = a_1)}$, $\sigma_{Tr\,(x = a_2)}$ hervor, für welche die durch Gl. (3), (9), (4), (7) und (8) angegebenen Beziehungen gelten. Die in das Gebirge abgegebene Druckspannung $\sigma_{Gr\,(x = a_3)}$ ist wie früher durch Gl. (10) bestimmt.

Der als gerissen angenommene Stampfbetonring vermag naturgemäß nur radiale, nicht aber tangentiale Spannungen zu übertragen, weshalb $\sigma_{Bt\,(a_2 \leq x \leq a_3)} = 0$ ist. Die radialen Spannungen wurden — für die Stelle x mit $\sigma_{Br\,(x)}$ bezeichnet — als in der durch Abb. 1 dargestellten Weise verteilt angenommen; aus Gründen des Gleichgewichtes muß nämlich

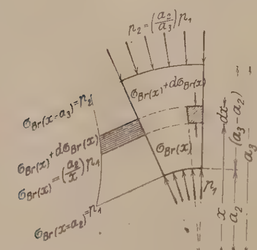


Abb. 1. Spannungsverlauf im gerissenen Stampfbetonring.

$$2\,\pi\, a_2\, p_1 = 2\,\pi\, a_3\, p_2$$

und ebenso

$$2\,\pi\, x\, \sigma_{Br\,(x)} = 2\,\pi\, a_2\, p_1$$

sein, woraus dann mit $k_2 = \frac{a_3}{a_2}$

$$p_2 = \frac{1}{k_2} \cdot p_1 \quad . . . . . (17$$

und

$$\sigma_{Br\,(x)} = \left( \frac{a_2}{x} \right) p_1 \quad . . . . (18$$

folgt (absoluter Betrag).

Die in der eisenbewehrten Torkretschicht auftretenden Spannungen verursachen eine Verlängerung $\Delta a_2$ des Außenhalbmessers $a_2$, die wieder durch Gl. (11) gegeben ist; ebenso erzeugt die vom Gebirge aufzunehmende Druckspannung eine Eindrückung $\Delta a_3$, für welche Gl. (14) gilt.

Die Drücke $p_1$ und $p_2$, die auf die einzelnen Sektoren einwirken, in welche man sich den als gerissen angenommenen $(a_3 - a_2)$ starken Stampfbetonring aufgelöst denken kann, bringen endlich eine radiale Zusammendrückung derselben um das Maß $\Delta\,(a_3 - a_2)$ hervor; hierfür gilt mit Bezug auf Abb. 1 unter Zugrundelegung des Hookeschen Gesetzes:

$$\frac{d \left[ \Delta\,(a_3 - a_2) \right]}{dx} = \frac{\sigma_{Br\,(x)}}{E_B} \quad . . . . . . . . . (19$$

oder mit Einführung von $\sigma_{Br\,(x)}$ nach Gl. (18):

$$d \left[ \Delta\,(a_3 - a_2) \right] = \frac{1}{E_B} \cdot a_2\, p_1 \cdot \frac{dx}{x} \quad . . . . . . (20$$

Durch Integration zwischen den Grenzen $x = a_2$ und $x = a_3$ ergibt sich dann die gesuchte Zusammendrückung mit

$$\Delta \left( a_3 - a_2 \right) = \frac{1}{E_B} \cdot a_2\, p_1 \log \text{nat}\, k_2 \quad . . . . . . . (21$$

Man sieht nun leicht ein, daß aus rein geometrischen Gründen die Beziehung

$$a_3 + \Delta a_3 = a_2 + \Delta a_2 + \left[ (a_3 - a_2) - \Delta\,(a_3 - a_2) \right] \quad . . . (22$$

bestehen muß.

Werden die Werte für $\Delta a_2$, $\Delta a_3$ und $\Delta\,(a_3 - a_2)$ gemäß den Gl. (11), (14) und (21) in Gl. (22) eingeführt, wobei für $p_2$ in Gl. (14) der Ausdruck nach Gl. (17) zu setzen ist, so erhält man eine Gleichung, aus welcher der bisher unbekannt gewesene radiale Druck $p_1$ berechnet werden kann; man findet so

$$p_1 = \left[ \frac{1}{T + 1} \right] \cdot \frac{1}{k_1} \cdot p \quad . . . . . . . . . . (23$$

woraus dann gemäß Gl. (17) weiterhin

$$p_2 = \left[ \frac{1}{T + 1} \right] \cdot \frac{1}{k_1\, k_2} \cdot p \quad . . . . . . . . . (24$$

folgt; hierbei stellt T den in Tabelle 1 ausgewiesenen Ausdruck dar.

Durch Einsetzen der Drücke $p_1$ und $p_2$ in Gl. (3), (9), (4), (7), (8), (18) und (10) werden endlich die gesuchten Spannungen $\sigma_{Et}$, $\sigma_{Er}$, $\sigma_{Tt}$, $\sigma_{Tr\,(x = a_1)}$, $\sigma_{Tr\,(x = a_2)}$, $\sigma_{Br\,(x)}$, und $\sigma_{Gr\,(x = a_3)}$, erhalten; die bezüglichen Gleichungen sind in Tabelle 1 (Berechnungsfall IV) angeschrieben; der Vollständigkeit halber wurden auch die für die Stellen $x = a_2$ und $x = a_3$ zutreffenden Sonderwerte von $\sigma_{Br\,(x)}$ beigefügt.

Die Ermittlung der entsprechenden Spannungen für die Berechnungsfälle I, II, V, VI und VII geschieht am einfachsten durch sinngemäße Versonderung der oben für die Berechnungsfälle III und IV erhaltenen Beziehungen. Eine weitere Erörterung dieser Fälle kann bei der Einfachheit des einzuschlagenden Weges unterbleiben; die Rechnungsergebnisse erscheinen in Tabelle 1 zusammengestellt.

In Tabelle 1 sind auch für jeden der sieben Berechnungsfälle die Zahlenwerte der einzelnen, im vorstehenden erwähnten Größen für einen Stollen von 1,85 m Lichtweite und 5 at Betriebsdruck angegeben, wobei für die Bettungsziffer K jeweils die Werte 0, 100, 200, 300 und 400 kg/cm³ angenommen wurden, um den Einfluß der Nachgiebigkeit des Gebirges ersichtlich zu machen.

Die Stärke der Stampfbetonauskleidung ist bei der Ausführungsart A mit 32 cm, bei der Ausführungsart B mit 25 cm und bei der Ausführungsart C mit 31,8 cm in Rechnung gestellt. Die Dicke der Torkretschicht bei der Ausführungsart B beträgt nach dem Beispiel des Druckstollens des Kraftwerks Amsteg 7 cm; die Eisenbewehrung ist gemäß einer beim Spullerseewerk ausgeführten Versuchsstrecke mit 20 cm² für 1 m Stollen — entsprechend $F_E = 0,2$ cm²/cm — angenommen. Die Blechstärke bei Ausführungsart C wurde mit 2 mm gewählt. Der Eisenquerschnitt ist daher in beiden Fällen der gleiche; selbstverständlich wird man aber bei Ausführungsart C aus konstruktiven Gründen kaum unter 4 bis 5 mm Blechstärke gehen können.

Bei allen drei untersuchten Ausführungsarten ergibt sich mit den angegebenen Werten eine Gesamtstärke der Auskleidung von 32 cm.

Der Elastizitätsmodul des Torkretbetons ist mit 140 000 kg/cm² angenommen, was bei einem Elastizitätsmodul des

Eisens von 2100 000 kg/cm² einem Verhältniswert n = 15 entspricht. Da der Elastizitätsmodul von Mörtel und Beton im allgemeinen mit der Güte des Baustoffes zunimmt, ist es indessen nicht ausgeschlossen, daß der Elastizitätsmodul für Torkret mit einem höheren Betrag in Rechnung zu stellen ist. In Amerika soll für derartigen Beton — dort Gunit genannt — mit n = 7,5 bis 10 gerechnet werden[6]). Mit Zugrundelegung dieser Werte würden sich die in den Beispielen der Tabelle 1 für die Torkretschicht ziffernmäßig ausgewiesenen Zugspannungen erhöhen.

Der Elastizitätsmodul für Stampfbeton würde gleichfalls mit 140 000 kg/cm² (als Durchschnittswert für Zug- und Druckinanspruchnahme und ohne Rücksicht auf seine Veränderlichkeit mit der Höhe der Spannungen) angenommen. Das Verhältnis der Längs- zu den Querdehnungen ist mit $m_B = 10$ in Rechnung gestellt[7]).

Aus den in Tabelle 1 zusammengestellten Rechnungsergebnissen ist mit Bezug auf die den eigentlichen Gegenstand der vorliegenden Untersuchungen bildende Ausführungsart B folgendes hervorzuheben:

1. Die im Berechnungsfall III in der Torkretschicht und im Stampfbetonring auftretenden Zugspannungen sind bei gleichen Bettungszifferwerten nur um weniges kleiner als die im Berechnungsfall I für die unbewehrte Stollenauskleidung ermittelten; daran ändert sich auch durch eine reichlichere Bemessung der Eiseneinlagen nicht viel. Der Grund hierfür ist der, daß die Bewehrung ja nur einen Betonquerschnitt ersetzt, der gleich dem (n — 1)-fachen Eisenquerschnitt ist und demnach in den untersuchten Beispielen $(15 - 1) \times 0{,}2 = 2{,}8$ cm² beträgt. Natürlich wäre es aber unrichtig, die Verwendung von Eiseneinlagen aus diesem Grunde für überflüssig zu halten, denn durch die Bewehrung wird die Dehnfähigkeit der Torkretschicht und des Stampfbetonringes vollständiger zur Auswirkung gebracht, als dies für unbewehrte Ausführungen zutrifft, bei denen eine vereinzelte, da oder dort im Gesamtgefüge vorhandene weniger gute Stelle schon vorzeitig zum Riß führen kann, so daß die Dehnfähigkeit der guten Stellen unausgenützt bleibt; auch wird bei Verwendung von Eiseneinlagen ein etwa trotzdem auftretender Riß nicht so weit klaffen und so große Wasserverluste verursachen können wie beim Fehlen einer Bewehrung[8]). Letzterer fällt also vor allem die Aufgabe zu, die Torkretschicht in allen ihren Teilen gleichmäßig zur Aufnahme der Spannungen heranzuziehen.

Auch das miteinbetonierte Eisenrohr hat im Berechnungsfall VI keine nennenswerte Ermäßigung der Betonzugspannungen zur Folge, was aber nicht weiter ins Gewicht fällt, da bei einem etwaigen Reißen des Betonringes Wasserverluste wegen des Vorhandenseins der Blechhaut doch unmöglich sind.

Die Zuginanspruchnahme des Stampfbetonringes in den Beispielen zu den Berechnungsfällen I, III und VI ist als eine hohe zu bezeichnen, beträgt doch die Zugfestigkeit des mit handelsüblichen Zementen und in der gewöhnlichen Weise hergestellten Stampfbetons nur etwa 10 bis 15 kg/cm²; ein Versuch, im Druckstollenbau einen mit Hilfe von Sonderzementen und besonderen Verarbeitungsweisen erzeugten Qualitätsbeton[9]) zur Anwendung zu bringen, der die normalen Güteeigenschaften übertrifft, erschiene daher nicht unangebracht.

2. Entstehen bei der Ausführungsart B im Stampfbetonring Risse, so wird, wie ein Vergleich der für die Berechnungsfälle III und IV erhaltenen Spannungswerte zeigt, die Zuginanspruchnahme der Torkretschicht wesentlich erhöht. Eine ins Gewicht fallende Entlastung ist für den Berechnungsfall IV durch Vermehrung der Eiseneinlagen innerhalb wirtschaftlicher Grenzen kaum zu erzielen. Die Wasserdichtigkeit des Bauwerkes hängt somit im Falle eines Reißens der Stampfbetonauskleidung in erster Linie von der Güte der Torkretschicht ab. Über die Festigkeitseigenschaften dieses Baustoffes ist in Anbetracht seiner Neuheit vorerst naturgemäß noch nicht viel bekannt.

Zerreißversuche mit Versuchskörpern der üblichen Achterform scheinen bisher nur in Amerika (1911) ausgeführt worden zu sein, wobei sich für ein Mischungsverhältnis von 1 RT Zement: 3,5 RT Sand nach 4 Wochen Festigkeiten von 40 bis 50 kg/cm² ergeben haben sollen[10]). Die an Versuchskörpern der angegebenen Art ermittelten Festigkeitswerte sind aber bekanntlich in erster Linie als Qualitätsziffern zu werten; ihre Übertragung auf die Bauwerksfestigkeit ist nicht ohne weiteres zulässig, da die Zugfestigkeit von Mörtel und Beton in hohem Maße von der Größe des Querschnittes der Versuchskörper abhängt[11]).

Biegeversuche mit Torkret sind häufiger zur Durchführung gelangt[12]) und scheinen im großen und ganzen für das oben angegebene Mischungsverhältnis und Alter Biegefestigkeiten von etwa 60 kg/cm² zu ergeben; bekanntlich ist jedoch die Biegefestigkeit von Mörtel und Beton etwa doppelt so groß wie die Zugfestigkeit[13]).

Bei den angegebenen Festigkeitswerten ist jedoch nicht zu übersehen, daß sie sich auf Versuchskörper beziehen, die durch Einspritzen des Mischgutes in bestimmte Formen erzeugt wurden; bei einer solchen Herstellungsweise dürfte aber die Güte des Torkretbetons durch die unvermeidlichen Wirbelbildungen leiden, weshalb die an so erhaltenen Probekörpern ermittelten Festigkeitsziffern wahrscheinlich zu gering sind. Die Erprobung wäre daher zweckmäßigerweise an Versuchsstücken vorzunehmen, die man einem fertigen Bauteil entnimmt. Es ist zu begrüßen, daß die Torkretgesellschaft, Berlin, die sich durch die Einführung der ,,Zementkanone" ein unbestreitbares Verdienst erworben hat, umfassende Versuche vorbereitet[14]), durch welche die Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften dieses Baustoffes, dessen Anwendungsgebiet ein immer größeres wird, geklärt werden sollen.

3. Mit Rücksicht auf das unter 2. Gesagte muß es als wertvoll erscheinen, die Mitwirkung des Stampfbetonringes für die Aufnahme der Zugspannungen tunlichst sicherzustellen; er ist daher mit großer Sorgfalt auszuführen. Da Arbeitsfugen erfahrungsgemäß eine erhebliche Verminderung der Zugfestigkeit bedeuten, hat man in Amsteg die Stampfbetonauskleidung zwar ringweise, aber von der Sohle bis zur Firste in einem Zuge betoniert, anstatt — wie dies z. B. beim Bau von Freispiegelwasserstollen üblich ist — zuerst die Widerlager und das Gewölbe, und dann erst die Sohle herzustellen; wo eine Arbeitsunterbrechung nicht zu umgehen war, wurde die zu gewärtigende Arbeitsfuge durch in den Stampfbeton eingelegte Bewehrungseisen gedeckt.

4. Die Erhöhung der Zugspannungen in der Torkretschicht, die bei einem Reißen des Stampfbetonringes eintritt, fällt, wie die Zahlwerte zu den Berechungsfällen III und IV zeigen, um so weniger ins Gewicht, je geringer die Nachgiebigkeit des Gebirges, also je besser die Bettung ist. Da nun — namentlich wegen der ungünstigen Arbeitsbedingungen, unter denen im Stollenbau die Verarbeitung des Stampfbetons vor sich geht — ein Reißen der Stampfbetonauskleidung nie ganz ausgeschlossen ist, erweist es sich als notwendig, den Bettungsverhältnissen besondere Beachtung zuzuwenden.

6) Nach einer Mitteilung des Herrn Generaldirektors J. C Townley der N. V. International Cement Gun Co.

7) R. Saliger, „Der Eisenbeton" (S. 100), Stuttgart 1920.

8) Vgl. hierzu die Arbeit von F. Lepnik „Zur Druckschachtfrage", Beton und Eisen 1923 (S. 9).

9) Vgl. über solchen Beton die Abhandlung von K. Weidert „Versuche mit hochwertigem Beton", Der Bauingenieur 1923 (S. 233).

10) Nach einer Mitteilung des Herrn Generaldirektors J. C. Townley der N. V. International Cement Gun Co.

11) O. Graf, „Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk. Die Zugfestigkeit des unbewehrten Betons." (S. 84), Stuttgart 1921.

12) z. B. im Zusammenhange mit dem Bau des Kraftwerkes Amsteg der schweizerischen und des Spullerseewerkes der österreichischen Bundesbahnen.

13) O. Graf a. a. O. (S. 94).

14) Nach einer Mitteilung der Torkretgesellschaft, Berlin.

Von diesem Standpunkte aus betrachtet sind der Zustand, in dem sich das Gebirge unmittelbar hinter der Stollenröhre befindet, sowie die Sattheit des Anschlusses des Mauerwerkes an den Fels, von hervorragender Wichtigkeit. In Amsteg wurde daher das fertige, eisenbewehrte, torkretierte und verputzte Stollenprofil in weitgehender Weise mit Zementmörtel bzw. -milch hinterpreßt. Hierbei zeigte es sich, daß das wenig günstige Urteil, das man sich nach den Vorkommnissen beim Ritomstollen über die Wirksamkeit solcher Hinterpressungen gebildet hatte, abzumildern ist, sofern ein entsprechender Arbeitsvorgang eingehalten wird. Hatte man sich bis dahin damit begnügt, durch Öffnungen, die etwa alle 2 m in der Gewölbefirste angebracht waren, eine nur einmalige Einpressung vorzunehmen, so wurden die Injektionen in Amsteg in Zwischenräumen von mehreren Tagen und unter Verwendung stets neugebohrter Spritzlöcher 3 bis 5 mal wiederholt. Auf diese Weise konnten auch jene Hohlräume, die sich nach einer durchgeführten Hinterpressung infolge des Abganges des im Preßgute enthaltenen überschüssigen Wassers wieder von neuem bildeten, allmählich satt ausgefüllt werden. Bei den ersten Injektionen wurde in Amsteg Zementmörtel, bei den letzten dagegen, die nur mehr dem Verschließen ganz enger Ritzen dienten, Zementmilch verwendet. Das Einpressen erfolgte in den besseren Gebirgsstrecken unter einem Druck von 5 bis 6 at, in den schlechteren hingegen unter einem solchen von 12 bis 15 at; im ersteren Falle reichten die Spritzlöcher nur bis zum dahinterliegenden Felsen, im letzteren jedoch noch etwa 1,5 m tief in das Gebirge hinein. Selbstverständlich sind die Kosten der Hinterpressung bei dieser Ausführungsweise erheblich größer wie nach dem bisher geübten Arbeitsvorgang.

Eine Ausfüllung auch der letzten Hohlräume konnte freilich selbst auf diesem Wege nicht bewirkt werden, ebensowenig war eine Verfestigung zerklüfteter Gebirgsstrecken zu erreichen, aber die Bettung erwies sich dennoch als hinreichend gut.

Es erscheint nicht unmöglich, daß durch eine gute Hinterpressung — namentlich bei Verwendung höherer Preßdrücke — eine gewisse andauernde Unterdrucksetzung der Stollenauskleidung von außen her zu erzielen ist. Während des Pressens tritt nämlich eine Verformung der Stollenröhre gegen das Stolleninnere zu und des Gebirges nach außen hin ein; wenn nun der so vergrößerte Zwischenraum zwischen dem Stampfbetonring und dem Gebirge durch die Zement- und Sandteilchen des Preßgutes verlegt wird, ist es immerhin denkbar, daß auch nach dem Aufhören des Preßdruckes ein — wenn auch vielleicht nur geringer — Außendruck verbleibt, der dann eine teilweise Entlastung der Auskleidung von der Wirkung des Betriebsdruckes hervorbringt, was einer Erhöhung der Bettungsziffer K gleich zu werten ist.

Die Einpressungen sind namentlich in der Firste von Wichtigkeit, weil dort der Anschluß des Betons an das Gebirge teils wegen der schwierigen Betoneinbringung, teils wegen des Nachgebens der Lehrbogen, am schlechtesten ist. In Amsteg wurden z. B. vor Ausführung der Hinterpressung über dem Gewölberücken Hohlräume von 2 bis 3 cm Tiefe festgestellt, die in erster Linie durch den letzterwähnten Umstand verursacht waren; ähnliche Erfahrungen wurden auch in den beim Spullerseewerk ausgeführten Versuchsstrecken gemacht.

5. In Amsteg erfolgte die Bemessung der Eiseneinlagen gewissermaßen unter Zugrundelegung des Berechnungsfalles V; man ermittelte nämlich zuerst eine „Vollbewehrung", die so berechnet war, daß das aufgewendete Eisen allein — also ohne die Mitwirkung der Torkretschicht, des Stampfbetons und des Gebirges — die vollen, vom Betriebsdruck herrührenden Ringspannungen bei einer Inanspruchnahme von 1200 kg/cm² aufzunehmen vermocht hätte. In den schlechteren Gebirgsstrecken gelangte diese Vollbewehrung auch zur Anwendung; in den besseren und guten Strecken hingegen wurden nur 85 und 70 vH der dieser Vollbewehrung entsprechenden Eisenmenge eingelegt. Die tatsächliche Inanspruchnahme der Bewehrung ist natürlich selbst in den schlechteren Gebirgsstrecken geringer als die der Bemessung der Vollbewehrung zugrunde gelegte von 1200 kg/cm², weil ja das Gebirge und die Stampfbetonauskleidung, vor allem aber die Torkretschicht, an der Aufnahme der Zugspannungen mitwirken.

Große Sorgfalt wurde in Amsteg der Längsbewehrung zugewendet, durch die eine gleichmäßige Verteilung des Wasserdruckes auf die Ringbewehrung sowie eine Sicherung der Stollenröhre gegen die Bildung von Rissen infolge von Bewegungen in seitlicher oder lotrechter Richtung, hervorgerufen durch Gebirgsdruckerscheinungen, erzielt wird.

---

# DER WIEDERAUFBAU DES AMMONIAKWERKES OPPAU*).

*Von Diplom-Ingenieur Hermann Goebel, Oberingenieur der Badischen Anilin- und Sodafabrik, Ludwigshafen a. Rhein.*

Fortsetzung (siehe Heft 12).

## Der Rauchkanal bei Kesselhaus 192.

Eine besondere Aufgabe war mit der Wiederherstellung des Rauchkanals bei Kesselhaus 192 verbunden. Dieser besteht aus dem eigentlichen Kanal, der direkt und in gerader, durchlaufender Linie über den Kesseln gelagert ist, und zwei zum Schornstein führenden Anschlüssen. Während der Kanal im Kesselhaus selbst liegt, treten die beiden ringförmigen Anschlußbauten ins Freie, um über je 6 Stützen den Schornstein zu erreichen.

Es sind für sich ausgebildete Konstruktionen, die nach Rauchkanal und Schornstein hin von durch die ganze Konstruktion laufenden Bewegungsfugen begrenzt sind. Die gesamte Anlage ist in Eisenbeton erstellt, wobei aber das Gehäuse noch ein Stein stark ausgemauert ist, um einesteils den Beton vor dem zersetzenden Einfluß der stark schwefelhaltigen Rauchgase zu schützen, andernteils aber den Temperaturabfall in der Ummantelung möglichst niedrig zu gestalten. Diese Ausmauerung bildet den eigentlichen Rauchkanal.

Der im Kesselhaus liegende Teil des Rauchkanals hatte sich bei der Explosionskatastrophe im großen und ganzen sehr gut gehalten. Er wies äußerlich nur geringe Beschädigungen auf, und diese waren nicht durch die Explosionskräfte selbst, sondern durch herabfallende eiserne Träger der Dachkonstruktion des Kesselhauses hervorgerufen worden. Auch das Backsteinfutter war nur an einzelnen wenigen Stellen eingestürzt oder beschädigt. Die Wiederherstellung gestaltete sich dadurch außerordentlich einfach und bot für diesen Teil der Anlage keine nennenswerten Schwierigkeiten.

Anders lagen die Verhältnisse bei den bereits erwähnten Anschlußbauten. Wenn auch hier das Gehäuse durchaus intakt geblieben war und weder innen noch außen irgendwelche Beschädigungen aufwies, so waren die 9 m hohen 70 × 70 cm im Querschnitt starken Eisenbetonstützen nicht imstande, die bei der Explosionswelle auftretenden großen Eckmomente aufzunehmen, da weder Stützenfuß noch Stützenkopf in diesem Sinne ausgebildet waren. So großen seitlichen Kräften, wie

*) Infolge der Besetzung des Werkes Oppau durch französische Truppen ist es mir bisher nicht möglich gewesen, diese bereits in Heft 12 dieses Jahrganges begonnene Veröffentlichung in ununterbrochener Folge erscheinen zu lassen. Dies dürfte auch für die kommenden Abschnitte gelten, da mir bisher von den französischen Besatzungsbehörden das Paßvisum verweigert wurde, und die Beschaffung aller Unterlagen, die sich in Ludwigshafen befinden, mit großen nicht vorauszusehenden Schwierigkeiten verbunden ist.

sie durch Stoß- und Saugwirkung einer Explosion ausgelöst werden, konnte die Konstruktion nicht standhalten. Die plötzlich auftretenden Eckmomente führten eine Materialerschöpfung an Stützenfuß und -haupt herbei, wodurch an diesen Stellen der überbeanspruchte Beton abgesprengt wurde. Die sich augenblicklich bildenden natürlichen Gelenke gestatteten jetzt eine Bewegung des Gehäuses nach außen. Diese Bewegung konnte aber keine einfache und vollkommene sein, da gleichzeitig in den Stützen, infolge ihrer gegenseitigen räumlichen Stellung ein Drehmoment auftreten mußte, das bei fortschreitender Bewegung des Gehäuses an Intensität gewann. Dieses Drehmoment vermochte den Widerstand der Stützen nicht zu überwinden. Da aber die auftretenden inneren Spannungen aus Biegungs- und Drehmoment entgegengesetzt gerichtet sind, so mußte schließlich ein Gleichgewichtszustand eintreten, der die beginnende Bewegung wieder zum Stillstand brachte. Deshalb kam es

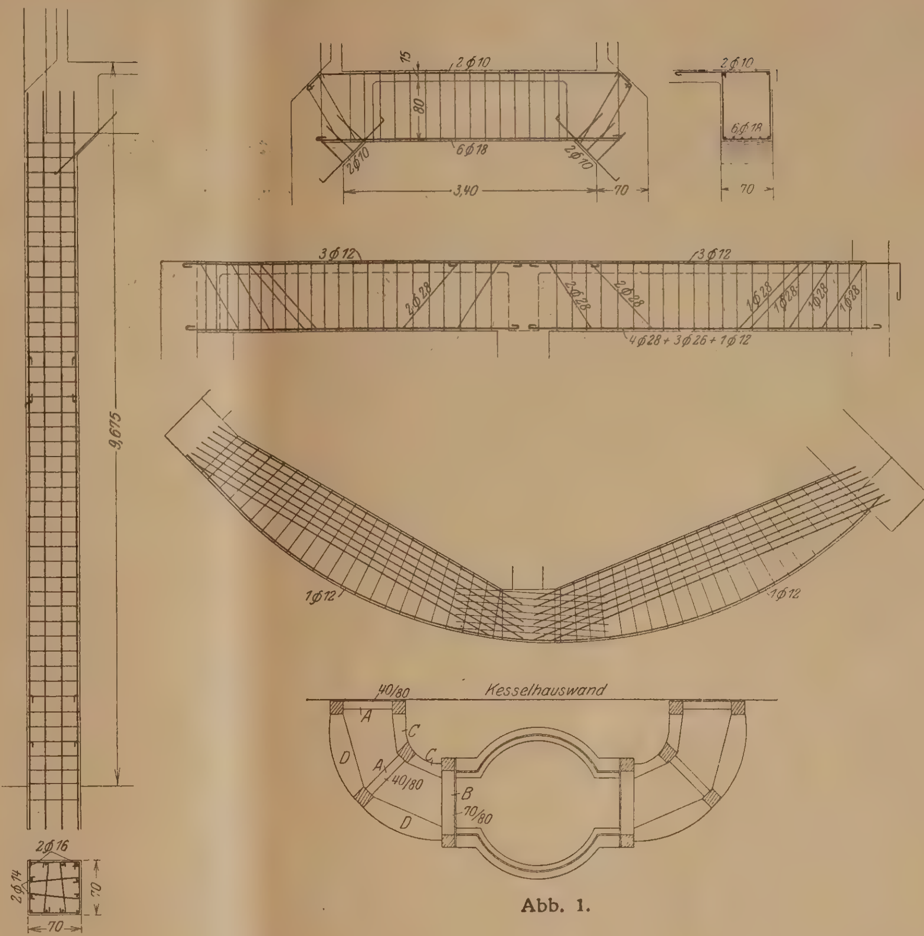



Abb. 1.

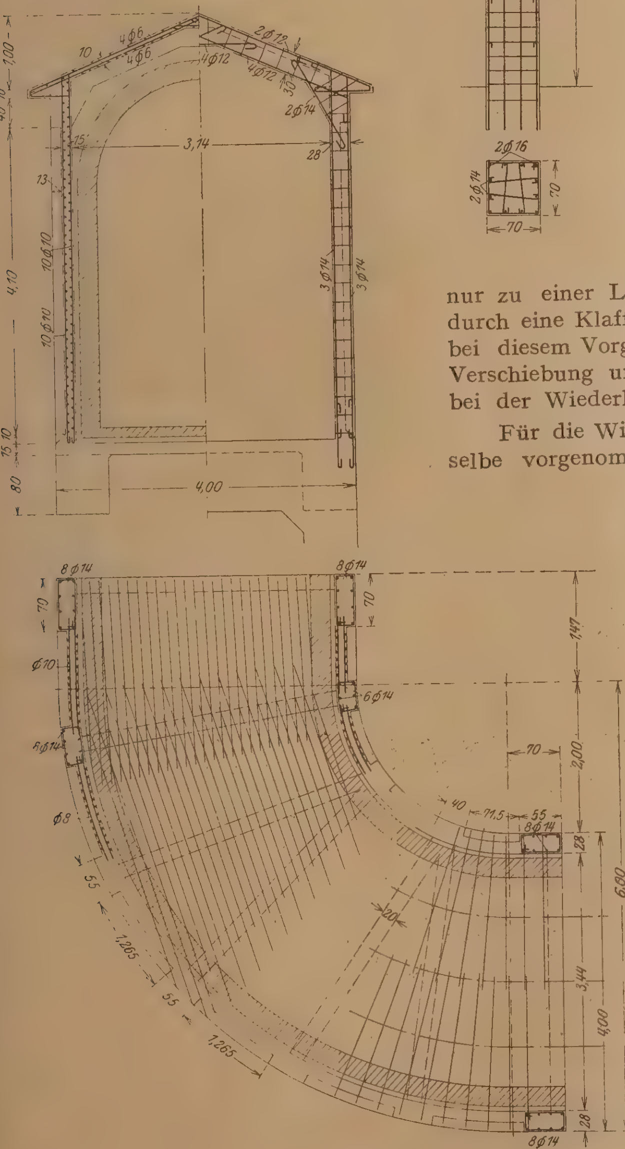


Abb. 2.

nur zu einer Lösung der Anschlußbauten vom Rauchkanal und Schornstein, wodurch eine Klaffung von 70 bzw. 80 cm entstand. Die Bewegung, die das Gehäuse bei diesem Vorgange ausführte, war demnach eine doppelte: eine einfache seitliche Verschiebung und eine Drehung um ein gewisses Zentrum. Dieser Umstand mußte bei der Wiederherstellung eine besondere Berücksichtigung erfahren.

Für die Wiederherstellung tauchten zwei Gesichtspunkte auf, nach denen dieselbe vorgenommen werden konnte: kann die Anlage nach den bereits früher entwickelten Grundsätzen in Lage bleiben und kann im Zusammenhang damit durch Sicherung und Neuverbund der Zustand zu einem dauernden gemacht werden, oder ist es möglich, das Gehäuse auf einfache Weise wieder in seine alte Lage zurückzuführen, wobei die sechs Stützen als Pendel wirken müßten. Gegen den ersteren Gesichtspunkt sprachen die zur Stabilisierung notwendige Einschaltung neuer Konstruktionsglieder, die Überbrückung der Klaffung und der überall sich zeigende Schönheitsfehler, der in einer dauernden Schiefstellung der Konstruktion zu erblicken ist. Gegen den zweiten Gesichtspunkt konnte nur die Unmöglichkeit der Durchführung sprechen. Nachdem aber die bei einer etwaigen Zurückschiebung und Zurückdrehung auftretenden Kräfte nach Art und Größe einer eingehenden Untersuchung unterworfen worden waren, ergab sich die Möglichkeit der Durchführung ohne weiteres. In diesem Falle sollten also die schadhaften, bereits stark verschwächten Stützen als Pendelstützen dienen, wobei die



Abb. 3.

zerstörten Haupt- und Fußpunkte als Drehgelenke wirken mußten. Der Arbeitsvorgang mußte dann einfach die Umkehrung der Bewegung während der Explosion sein.



Abb. 4.



Abb. 5.

Um sowohl eine einfache Verschiebung als auch eine Drehung des Gehäuses zu ermöglichen, wurde dieses durch vier schräg gestellte 30 cm Dmr. starke Balken abgesprießt. Ihr Angriffspunkt war der die Konstruktion tragende über die drei äußeren Stützen kontinuierlich weggehende Träger. Je zwei Balken griffen gemeinschaftlich in Mitte und Seite an. Durch diese Anordnung der Absprießung konnte sowohl eine Verschiebung, als auch eine Drehung hervorgebracht werden. An ihren Fußpunkten waren sämtliche Balken mit gewöhnlichen Hebeschrauben versehen.

Ehe jedoch mit dem Bewegungsvorgang begonnen wurde, war die ein Stein starke Ausmauerung des Gehäuses abgebrochen und aus diesem entfernt worden, um so das Gesamtgewicht nach Möglichkeit herabzudrücken. Sollte durch diese Gewichtsminderung einesteils die geplante Verschiebung bzw. Drehung leichter vor sich gehen, so sollte andernteils eine Entlastung der Drehpunkte in Stützenfuß und Stützenhaupt bewirkt werden, um eine weitere, immerhin mögliche Absplitterung des dort überbeansprucht gewesenen Betons zu verhindern. Die hierdurch hervorgerufene Gewichtsminderung betrug 42 t, so daß das Gehäusegewicht mit 84 t allein in Betracht kam. Der Druck am Fuße der Mittelstütze betrug 28 t, wodurch sich eine Beanspruchung von 10 kg/cm² des verschwächten Betonquerschnittes ergab. Hätte der (abgesehen von der eingetretenen Absplitterung) noch vorzüglich erhaltene Stützenbeton bei der Verschiebung versagt, so wäre den Armierungseisen, denen jede weitere Ausknickmöglichkeit genommen war, die Aufgabe der Gelenke zugefallen. In diesem Falle hätte die Beanspruchung in den Eisen 1500 kg/cm² erreicht. Irgendwelche Gefahr eines Zusammensturzes beim Lösen des nach der Explosion eingetretenen Gleichgewichtszustandes bestand daher in keinem Falle.

Nach diesen Maßnahmen wurden die Hebegeschirre bewegt bzw. deren Bolzen in Drehung versetzt. Diese ging wider Erwarten leicht vor sich, so daß für jedes Hebegeschirr nur je zwei Arbeiter zur Bedienung nötig waren. Von Zeit zu Zeit mußte der Arbeitsvorgang unterbrochen werden, um Schiebung und Drehung so in ein gegenseitiges Verhältnis zu setzen, daß schließlich das Gehäuse wiederum seinen alten Platz vollkommen einnahm. Nach 42 Min. war die Arbeit beendet und die frühere Klaffung vollständig verschwunden.

Nach diesem Vorgange wurden sämtliche Stützen unterbolzt und diese Sprieße wiederum auf Hebegeschirre gesetzt. Nacheinander wurde hierauf Stütze für Stütze behandelt und zwar in einer Weise, daß der gelockerte Beton von Haupt und Fuß weggeschlagen und der Sicherheit halber noch ungefähr 50 cm gesundes Material entfernt wurde. Die alten Einlageeisen, die zum Teil größere Verbiegungen aufwiesen, wurden gerade gerichtet, und, da sie an verschiedenen Stellen Streckfiguren aufwiesen, durch Beilagen verstärkt. Die so freigelegten Stüzenteile erhielten eine Umschnürung von 14 mm Dmr. Eisen, um dem einzubringenden Beton, der nicht gestampft werden konnte, eine größere seitliche Widerstandskraft zu verleihen. Besonderer Wert wurde auf ein gutes Einbinden der Stützenhäupter in die Tragbalken des Gehäuses gelegt, damit etwa auftretende Stützenmomente aufgenommen werden könnten. Hierauf wurden die Stützen umschalt und in die Schalung der Naßbeton eingebracht, für welchen das Mischungsverhältnis 1:3 gewählt wurde. Zahlreiche, schon früher angestellte Proben mit Rheinkies ließen dieses Verhältnis für den vorliegenden Fall als das günstigste erscheinen. Nach einer vierzehntägigen Erhärtungsdauer wurde die Schalung wieder entfernt, die senkrechten Bolzen herausgenommen und die zur ursprünglichen Verschiebung und Abdrehung noch vorhandenen Balken abgelassen. Die letzteren waren besonders leicht zu entfernen, wodurch festgestellt werden konnte, daß ein Bestreben des Gehäuses, wieder in seine alte Lage zurückzukehren, nicht bestand.

Noch während des Betonierens der Stützenstücke war mit der Wiedereinbringung des Futters in das Gehäuse begonnen worden. Die Fertigstellung desselben fiel zeitlich mit der Rekonstruktion der Stützen zusammen, wozu im ganzen 36 Arbeitstage benötigt wurden. Der Betrieb des gesamten Rauchkanals wurde dann sofort wieder aufgenommen. Der neu eingebrachte Beton wurde später mit dem Stockhammer bearbeitet.

Die Untersuchung der Stampfbetonfundamente der Stützen hatte deren vollkommene Unversehrtheit ergeben, trotzdem



Abb. 6.



Abb. 7.

diese einer unmittelbaren und stärksten Erschütterung ausgesetzt waren.

Die Anlage steht auch heute noch unter ständiger Beobachtung, wie alle wiederhergestellten Bauten des Werkes Oppau, die durch die Explosion gegangen sind. Irgendwelche Rissebildung hat sich bisher nicht gezeigt, so daß das Bauwerk allen Anforderungen wieder durchaus entspricht.

# ÜBER DIE LASTVERTEILENDE WIRKUNG VON BRÜCKENBELÄGEN.

*Von Ing. Dr. Emil Müller, Baurat im Bundesministerium für Handel und Verkehr, Wien.*

(Schluß von Seite 493.)

## 7. Sonderfälle.

Es seien noch die Ergebnisse für den Fall gleich weit von ·ander entfernter Längsträger angeführt, und zwar für

a) 1 Mittelträger. Hier tritt nur 1 Gleichung, ent-prechend der letzten der Gleichungen (34), auf, die lautet:

$$\frac{3}{2}\,y + \frac{1}{48}\,\Phi\,y^{(4)} = \psi + \frac{5}{192}\,C.$$

ıch (28) wird $m = {}^2/_3$, nach (18) $c = {}^7/_{864}$. Soweit nur eine ·öße der betreffenden Art auftritt, lassen wir die Indizes weg.

Gleichung (7) für $\varrho$ geht hier über in

$$\frac{3}{2} - \frac{1}{48}\,\Phi\,\varrho = 0,$$

ıs der sich ergibt $\varrho = \frac{72}{\Phi}$ und damit nach (8) $k = \sqrt[4]{\frac{18}{\Phi}}$. Von n $\lambda$ existiert hier nur das $\lambda_{11} = 1$; daher wird nach (22) $= c$ und nach (21) bzw. (23) $u = -c\,C\,\alpha$, $v = -c\,C\,\beta$. ›mit lautet die Gleichung für die Biegungslinie des Mittel-ägers (vgl. (16)):

$$y = \frac{2}{3}\,\psi + \frac{7}{864}\,C\,(1 - \alpha \sin k\,x\,\mathfrak{Sin}\,k\,x - \beta \cos k\,x\,\mathfrak{Cof}\,k\,x),$$

ıe für die Randträger nach (36):

$$y_R = \frac{2}{3}\,\psi - \frac{7}{1728}\,\frac{p\,b^4}{2\,E\,\mathfrak{T}}\,(1 - \alpha \sin k\,x\,\mathfrak{Sin}\,k\,x - \beta \cos k\,x\,\mathfrak{Cof}\,k\,x).$$

chließlich werden die Zahlen $\mu = {}^7/_2$, $\nu = {}^7/_8$.

b) 2 Mittelträger: Es tritt nur eine unbekannte ·unktion auf, für die nach (33) mit $\zeta = 2$, $\chi' = {}^5/_{162}$, $= {}^{11}/_{486}$ die Gleichung besteht:

$$2\,y + \frac{5}{162}\,\Phi\,y^{(4)} = \psi + \frac{11}{486}\,C.$$

Es werden hier auf Grund der schon unter a) genannten leichungen

$$m = \frac{1}{2}, \quad c = \frac{7}{1944}, \quad \varrho = \frac{324}{5\,\Phi}, \quad k = 3\sqrt[4]{\frac{1}{5\,\Phi}},$$

› daß die Gleichung der Biegungslinien der Mittelträger ·utet:

$$y = \frac{1}{2}\,\psi + \frac{7}{1944}\,C\,(1 - \alpha \sin k\,x\,\mathfrak{Sin}\,k\,x - \beta \cos k\,x\,\mathfrak{Cof}\,k\,x),$$

der Randträger:

$$y_R = \frac{1}{2}\,\psi - \frac{7}{1944}\,C\,(1 - \alpha \sin k\,x\,\mathfrak{Sin}\,k\,x - \beta \cos k\,x\,\mathfrak{Cof}\,k\,x).$$

Schließlich werden die Zahlen $\mu = {}^{28}/_{15}$, $\nu = {}^7/_{15}$.

c) 3 Mittelträger. Hier treten zwei unbekannte Funktionen $y_1$ und $y_2$ auf, für die nach (34) die Gleichungen bestehen:

$$2\,y_1 + \frac{1}{2}\,y_2 + \Phi\left(\frac{1}{48}\,y_1^{(4)} + \frac{11}{768}\,y_2^{(4)}\right) = \psi + \frac{19}{1024}\,C$$

$$y_1 + \frac{3}{2}\,y_2 + \Phi\left(\frac{11}{384}\,y_1^{(4)} + \frac{1}{48}\,y_2^{(4)}\right) = \psi + \frac{5}{192}\,C.$$

Wir finden $m = {}^2/_5$, ferner aus den Gleichungen:

$$2\,c_1 + \frac{1}{2}\,c_2 = \frac{19}{1024} - \frac{2}{5}\left(\frac{1}{48} + \frac{11}{768}\right) = \frac{23}{5120}$$

$$c_1 + \frac{3}{2}\,c_2 = \frac{5}{192} - \frac{2}{5}\left(\frac{11}{384} + \frac{1}{48}\right) = \frac{1}{160}$$

$$c_1 = \frac{37}{25\,600}, \quad c_2 = \frac{41}{12\,800}.$$

Aus der Gleichung

$$\begin{vmatrix} 2 - \frac{1}{48}\,\Phi\,\varrho & \frac{1}{2} - \frac{11}{768}\,\Phi\,\varrho \\ 1 - \frac{11}{384}\,\Phi\,\varrho & \frac{3}{2} - \frac{1}{48}\,\Phi\,\varrho \end{vmatrix} = 0$$

ergibt sich $\quad \varrho_1 \doteq 1806{,}850\,42\,\frac{1}{\Phi}, \quad \varrho_2 \doteq 58{,}292\,44\,\frac{1}{\Phi}$

und damit $\quad k_1 \doteq 4{,}610\sqrt[4]{\frac{1}{\Phi}}, \quad k_2 \doteq 1{,}954\sqrt[4]{\frac{1}{\Phi}}.$

Für die Werte $\lambda$ erhält man aus (6), indem man darin einmal $\varrho_1$, ein zweites Mal $\varrho_2$ einsetzt,

$$\lambda_{11} = 1 \qquad \lambda_{12} = 1$$
$$\lambda_{21} = -1{,}4044 \qquad \lambda_{22} = -2{,}3456.$$

Die Determinante der $\lambda$ wird $\Delta_\lambda = 3{,}7500$.

$$\begin{vmatrix} c_1 & \lambda_{12} \\ c_2 & \lambda_{22} \end{vmatrix} = 0{,}000\,187\,0$$

$$\begin{vmatrix} \lambda_{11} & c_1 \\ \lambda_{21} & c_2 \end{vmatrix} = 0{,}005\,232\,9;$$

folglich $\quad A_1 = 0{,}000\,049\,9, \quad A_2 = 0{,}001\,395\,4$

$$u_1 = -A_1\,C\,\alpha_1, \qquad u_2 = -A_2\,C\,\alpha_2$$
$$v_1 = -A_1\,C\,\alpha_2 \qquad v_2 = -A_2\,C\,\alpha_2.$$

Somit lauten die Gleichungen der Biegungslinien der Mittelträger:

$$y_1 = \frac{2}{5}\,\psi + C\left[\frac{37}{25\,600} - 0{,}000\,049\,9\,(\alpha_1 \sin k_1\,x\,\mathfrak{Sin}\,k_1\,x + \beta_1 \cos k_1\,x\,\mathfrak{Cof}\,k_1\,x) - 0{,}001\,395\,4\,(\alpha_2 \sin k_2\,x\,\mathfrak{Sin}\,k_2\,x + \beta_2 \cos k_2\,x\,\mathfrak{Cof}\,k_2\,x)\right]$$

$$y_2 = \frac{2}{5}\,\psi + C\left[\frac{41}{12\,800} + 0{,}000\,195\,8\,(\alpha_1 \sin k_1\,x\,\mathfrak{Sin}\,k_1\,x + \beta_1 \cos k_1\,x\,\mathfrak{Cof}\,k_1\,x) - 0{,}003\,274\,(\alpha_2 \sin k_2\,x\,\mathfrak{Sin}\,k_2\,x + \beta_2 \cos k_2\,x\,\mathfrak{Cof}\,k_2\,x)\right]$$

nd der Randträger:

$$y_R = \frac{2}{5}\,\psi - C\left[\frac{39}{12\,800} + 0{,}000\,048\,(\alpha_1 \sin k_1\,x\,\mathfrak{Sin}\,k_1\,x + \beta_1 \cos k_1\,x\,\mathfrak{Cof}\,k_1\,x) - 0{,}003\,032\,(\alpha_2 \sin k_2\,x\,\mathfrak{Sin}\,k_2\,x + \beta_2 \cos k_2\,x\,\mathfrak{Cof}\,k_2\,x)\right].$$

Schließlich werden

$$\mu_1 = 0{,}901\,\frac{\alpha_1}{(k_1\,l)^2} + 0{,}813\,\frac{\alpha_2}{(k_2\,l)^2} \qquad \nu_1 = \frac{\mu_1}{4}$$

$$\mu_2 = -1{,}266\,\frac{\alpha_1}{(k_1\,l)^2} + 1{,}908\,\frac{\alpha_2}{(k_2\,l)^2} \qquad \nu_2 = \frac{\mu_2}{4}.$$

d) 4 Mittelträger. Die Differentialgleichungen lauten hier nach (33):

$$2\,y_1 + y_2 + \Phi\left(\frac{11}{750}\,y_1^{(4)} + \frac{17}{750}\,y_2^{(4)}\right) = \psi + \frac{29}{1875}\,C$$

$$y_1 + 2\,y_2 + \Phi\left(\frac{17}{750}\,y_1^{(4)} + \frac{14}{375}\,y_2^{(4)}\right) = \psi + \frac{31}{1250}\,C.$$

[6]) Man beachte, daß $g_1$ eine ganze Funktion 3. Grades und daher $^{(4)} = 0$ ist.

Es ergeben sich:

$$m = \frac{1}{3}, \quad c_1 = \frac{7}{16\,875}, \quad c_2 = \frac{37}{16\,875}$$

$$\varrho_1 \doteq 1684{,}1041 \frac{1}{\Phi}, \quad \varrho_2 \doteq 52{,}7377 \frac{1}{\Phi}.$$

Die Determinante der $\lambda$ lautet:

$$\begin{vmatrix} 1 & 1 \\ -0{,}6107 & 6{,}2773 \end{vmatrix} = 6{,}8880$$

$$\begin{vmatrix} c_1 & \lambda_{12} \\ c_2 & \lambda_{22} \end{vmatrix} = 0{,}000\,411\,3 \qquad \begin{vmatrix} \lambda_{11} & c_1 \\ \lambda_{21} & c_2 \end{vmatrix} = 0{,}002\,445\,9.$$

$$A_1 = 0{,}000\,059\,7$$
$$A_2 = 0{,}000\,355\,1.$$

Somit werden

$$y_1 = \frac{1}{3}\psi + C\left[\frac{7}{16\,875} - 0{,}000\,059\,7\,(\alpha_1 \ldots) - 0{,}000\,355\,1\,(\alpha_2 \ldots)\right]$$

$$y_2 = \frac{1}{3}\psi + C\left[\frac{37}{16\,875} + 0{,}000\,036\,4\,(\alpha_1 \ldots) - 0{,}002\,229\,0\,(\alpha_2 \ldots)\right],$$

wobei in den Klammern die Punkte für die analogen Ausdrücke wie in c) gesetzt sind.

$$\mu_1 = \quad 1{,}207 \frac{\alpha_1}{(k_1 l)^2} + 0{,}225 \frac{\alpha_2}{(k_2 l)^2} \qquad \nu_1 = \frac{\mu_1}{4}$$

$$\mu_2 = -0{,}737 \frac{\alpha_1}{(k_1 l)^2} + 1{,}411 \frac{\alpha_2}{(k_2 l)^2} \qquad \nu_2 = \frac{\mu_2}{4}.$$

## 8. Einzellasten.

Es soll das in Abb. 1 dargestellte Tragwerk für eine Einzellast berechnet werden, die den Abstand z vom Randträger $R_2$ und den Abstand $\xi_l$ vom linken und $\xi_r$ vom rechten Auflager hat. Das „Lastelement" (Belagelement, an dem die Einzellast angreift) nimmt hier gegenüber den andern Belagelementen eine Sonderstellung ein; denn man darf es nicht wie die übrigen unendlich schmal annehmen, da es ja die endliche Einzellast tragen muß; aus demselben Grunde übt es endliche Drücke auf die Längsträger aus. Müssen wir so dem Lastelement eine endliche Breite $\mathfrak{b}$ beilegen, so dürfen wir es doch immerhin so schmal annehmen, daß wir es beseitigen können, ohne dadurch im wesentlichen die lastverteilende Wirkung des Belages zu beeinträchtigen.

Unsere Aufgabe ist 2n-fach statisch unbestimmt, insofern wir die n Funktionen, die die Biegungslinien der Mittelträger darstellen sowie die n zwischen dem Lastelement und den Mittelträgern auftretenden Drücke $X_1, X_2, \ldots, X_n$ als statisch Unbestimmte ansehen können.

Wir führen als Grundsystem jenes n-fach statisch unbestimmte Gebilde ein, zu dem wir durch Kröpfen des Lastelements über sämtlichen Mittelträgern (in Abb. 4 für den Fall zweier Mittelträger dargestellt) gelangen, und berechnen der Reihe nach $\delta_{11}, \delta_{21}, \ldots, \delta_{n1}, \delta_{12}, \delta_{22}, \ldots, \delta_{n2}$, usw. Dabei soll $\delta_{iq}$ jene Strecke bedeuten, um die sich der Träger i infolge des Lastangriffes „$X_q = 1$" von dem Lastelement entfernt, und „$X_q = 1$" soll einen Kraftangriff bedeuten, wie er in Abb. 3 für den Fall zweier Mittelträger dargestellt wurde. Die Berechnung der $\delta$ erfordert für jeden Angriff „$X_q = 1$" die Auflösung je eines Systems von Differentialgleichungen der Form (2) und zwar haben wir darin nun zu setzen:

$$f_j = -\xi_{jq}\, g_l\,(x_l).$$

Wir betrachten vorläufig nur die links des Lastelements gelegenen Teile der Biegungslinien und versehen alle darauf bezüglichen Größen mit dem Zeiger l. Die Funktionen, die wir so als Lösung unseres Systems von Differentialgleichungen auf dem unter 4) angegebenen Wege erhalten und die wir mit $\overline{y}_{1l}, \overline{y}_{2l}, \ldots \overline{y}_{nl}$ bezeichnen, stellen nur für jene Mittelträger unmittelbar die Biegungslinien dar, die allein durch d[ie] vom Belage auf sie ausgeübten Drücke w belastet werd[en]. Wo noch andere Kräfte biegend wirken wie bei dem Träger

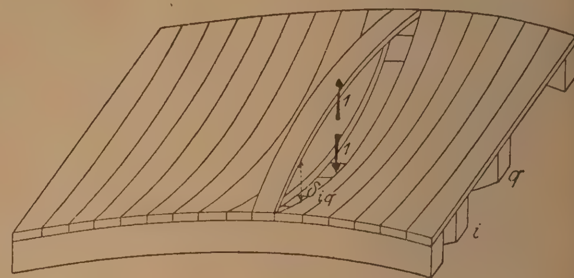



Abb. 3.

an dem die Einzellast $X_q = 1$ unmittelbar angreift, sind d[ie] von dieser hervorgerufenen Senkungen noch zu $\overline{y}_{ql}$ zu addiere[n]. Wir werden also setzen dürfen:

$$\left.\begin{aligned} y_{il} &= \overline{y}_{il} \quad \text{für } i \neq q, \\ \text{dagegen} \qquad y_{ql} &= \overline{y}_{ql} + g_l \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3$$

Die $\overline{y}_{il}$ werden nach den Erörterungen unter 4.) grundsätzlich aus einem Teil $\eta_{il}$ bestehen, der der Lösung d[es] homogenen Gleichungssystems entspricht und der genau s[o] gefunden wird, wie dort gezeigt, und einer Zusatzfunktio[n] $h_i$, für die hier der Ansatz

$$h_i = m_i\, g_l$$

gemacht werden kann. Jedoch findet man, wenn man durc[h] Einsetzen dieses Ausdruckes für $h_i$ an Stelle der $y_i$ in (2) di[e] $m_i$ berechnet[6]), daß mit Ausnahme von $m_q = -1$ sämtlich[e] $m_i = 0$ werden. Demnach ergeben sich für $i \neq q$ alle $\overline{y}_{il} = \eta_{i}$[l]; für $i = q$ aber wird $\overline{y}_{ql} = \eta_{il} - g_l$ oder nach (37) ausnahmslo[s] für alle i:

$$y_{il} = \eta_{il}.$$

Bei starrem Belage tritt hiernach infolge „$X_q = 1$" kein[e] Formänderung ein, da dann alle $\eta = 0$ werden.

Nach Abschnitt 4 sind die

$$\eta_{il} = \sum_j \lambda_{ij}\, r_{jl}.$$

Um die auch hier gültigen Bedingungen $\eta_l\,(0) = \eta_l''\,(0) = 0$ zu erfüllen, setzen wir von vornherein:

$$r_{jl} = u_{jl} \sin k_j x_l \,\mathfrak{Cos}\, k_j x_l + v_{jl} \cos k_j x_l \,\mathfrak{Sin}\, k_j x_l;$$

eine ganz gleich gebaute Funktion, nur mit dem Zeiger r an Stelle von l, also

$$\eta_{ir} = \sum_j \lambda_{ij}\, r_{jr},$$

worin $\quad r_{jr} = u_{jr} \sin k_j x_r \,\mathfrak{Cos}\, k_j x_r + v_{jr} \cos k_j x_r \,\mathfrak{Sin}\, k_j x_r,$

würde den rechts des Lastelements gelegenen Teil der Biegungslinie des i-ten Trägers darstellen. Zur Bestimmung der noch übrigen 4 n-Festwerte $u_{1l}, v_{1l}, u_{1r}, v_{1r}, \ldots, u_{nl}, v_{nl}, u_{nr}, v_{nr}$, dienen hier folgende Gleichungen:

n Gleichungen vom Typus $\eta_{il}(\xi_l) - \eta_{ir}(\xi_r) = \sum_j \lambda_{ij} \left[r_{jl}(\xi_l) - r_{jr}(\xi_r)\right] = 0$ (a)

n „ „ „ $\eta'_{il}(\xi_l) + \eta'_{ir}(\xi_r) = \sum_j \lambda_{ij} \left[r'_{jl}(\xi_l) + r'_{jr}(\xi_r)\right] = 0$ (b)

n „ „ „ $\eta''_{il}(\xi_l) - \eta''_{ir}(\xi_r) = \sum_j \lambda_{ij} \left[r''_{jl}(\xi_l) - r''_{jr}(\xi_r)\right] = 0$ (c) . . (38

n − 1 „ „ „ $\eta'''_{il}(\xi_l) + \eta'''_{ir}(\xi_r) = \sum_j \lambda_{ij} \left[r'''_{jl}(\xi_l) + r'''_{jr}(\xi_r)\right] = 0$ [7])

und die Gleichung $\eta'''_{ql}(\xi_l) + \eta'''_{qr}(\xi_r) = \sum \lambda_{qj} \left[r'''_{jl}(\xi_l) + r'''_{jr}(\xi_r)\right] = -\frac{1}{E\Theta}$ (d)

---

7) Nur gültig für $i \neq q$.

Betrachtet man in den n Gleichungen der Gruppe (a) n Ausdrücke $[(r_{jl}(\xi_l) - r_{jr}(\xi_r)]$ als Unbekannte und löst h ihnen auf und geht ebenso hinsichtlich der in den Glei- ngsgruppen (b), (c) und (d) in den eckigen Klammern nenden Ausdrücke vor, so erhält man für jedes j 4 Glei- ngen folgender Art:

$$\left.\begin{aligned} r_{jl}(\xi_l) - r_{jr}(\xi_r) &= 0 \\ r'_{jl}(\xi_l) - r'_{jr}(\xi_r) &= 0 \\ r''_{jl}(\xi_l) - r''_{jr}(\xi_r) &= 0 \\ r'''_{jl}(\xi_l) - r'''_{jr}(\xi_r) &= -\frac{A_{qj}}{E\,\Theta\,\Delta_\lambda} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (39,$$

rin

$$\Delta_\lambda = \begin{vmatrix} \lambda_{11}, \ldots, \lambda_{1n} \\ \cdots\cdots\cdots \\ \lambda_{n1}, \ldots, \lambda_{nn} \end{vmatrix}$$

d $A_{qj}$ die zu dem Element $\lambda_{qj}$ gehörige adjungierte Unter- erminante bedeutet. Ausführlich angeschrieben lauten die eichungen nach einigen Umformungen:

$$\left.\begin{aligned} &\ldots \sin k_j \xi_l\, \mathfrak{Cof}\, k_j \xi_l + v_{jl} \cos k_j \xi_l\, \mathfrak{Sin}\, k_j \xi_l - u_{jr} \sin k_j \xi_r\, \mathfrak{Cof}\, k_j \xi_r - v_{jr} \cos k_j \xi_r\, \mathfrak{Sin}\, k_j \xi_r = 0 \\ &\ldots \cos k_j \xi_l\, \mathfrak{Sin}\, k_j \xi_l - v_{jl} \sin k_j \xi_l\, \mathfrak{Cof}\, k_j \xi_l - u_{jr} \cos k_j \xi_r\, \mathfrak{Sin}\, k_j \xi_r + v_{jr} \sin k_j \xi_r\, \mathfrak{Cof}\, k_j \xi_r = 0 \\ &\ldots \cos k_j \xi_l\, \mathfrak{Cof}\, k_j \xi_l - v_{jl} \sin k_j \xi_l\, \mathfrak{Sin}\, k_j \xi_l + u_{jr} \cos k_j \xi_r\, \mathfrak{Cof}\, k_j \xi_r - v_{jr} \sin k_j \xi_r\, \mathfrak{Sin}\, k_j \xi_r = -\frac{A_{qj}}{4 k_j^3 E\,\Theta\,\Delta_\lambda} \\ &\ldots \sin k_j \xi_l\, \mathfrak{Sin}\, k_j \xi_l + v_{jl} \cos k_j \xi_l\, \mathfrak{Cof}\, k_j \xi_l + u_{jr} \sin k_j \xi_r\, \mathfrak{Sin}\, k_j \xi_r + v_{jr} \cos k_j \xi_r\, \mathfrak{Cof}\, k_j \xi_r = \frac{A_{qj}}{4 k_j^3 E\,\Theta\,\Delta_\lambda} \end{aligned}\right\} \ldots (40,$$

raus die vier Unbekannten $u_{jl}$, $v_{jl}$, $u_{jr}$, $v_{jr}$ zu be- hnen sind.

Kennt man die Konstanten, so kann man die Senkung es Trägers i an der Stelle des Lastelements zu $\eta_{iql}(\xi_l)$ den, worin $\eta_{iql}$ den linken Ast der Biegungslinie des i-ten ägers infolge „$X_q = 1$" bedeutet.

Für die Hebung der Randträger kann hier nicht das eichungspaar (11) angewendet werden, da bei dessen Auf- ellung vorausgesetzt wurde, daß die Biegungslinien der ttelträger nur durch die zwischen Belag und Mittelträger ftretenden Drücke $w = E\,\Theta\,y^{(4)}$ hervorgerufen werden, was tzt, wenigstens für den Träger q, nicht der Fall ist; denn an esem greift nun noch eine äußere Kraft von der Größe 1 mittelbar an. Wir stellen daher hier folgende Betrachtung : Im statisch bestimmten Fall (alle Mittelträger entfernt) irde die Belastung $X_q = 1$ eine Hebung des Randträgers $R_1$ n $f_{R_1} = \omega'_q\, g_l$ und eine Senkung des q-ten Trägers um $g_l$ her- rrufen. Um Belag und Mittelträger wieder überall zur erührung zu bringen, haben wir zwischen dem Belag und len Trägern, für die $j \neq q$, solche Zugkräfte wirken zu lassen, e diese Träger um y heben; dieselben werden andererseits n Randträger $R_1$ um

$$\sum_{j=1}^{q-1} \omega'_j\, y_j + \sum_{=q+1}^{n} \omega'_j\, y_j$$

nken. Zwischen dem Belag und dem q-ten Träger hingegen üssen wir Zugkräfte annehmen, die letzteren um $g_l - y_q$ ben, deren Auflagerdrücke daher den Randträger $R_1$ um $\omega'_q$ $(_l - y_q)$ senken. Somit wird durch Summierung aller genann- n Wirkungen:

$$y_{R_{1,1}} = -\omega'_q\, g_l + \sum_{=1}^{q-1} \omega'_j\, y_{jl} + \sum_{=q+1}^{n} \omega'_j\, y_{jl} + \omega'_q\,(g_l - y_q)$$

$$= \sum_{j=1}^{n} \omega'_j\, y_{jl} = \sum_{j=1}^{n} \omega'_j\, \eta_{jql}$$

und analog

$$y_{R_{2,1}} = \sum_{j=1}^{n} \omega_j\, \eta_{jql}.$$

Bedenkt man schließlich, daß $\frac{\chi_{iq}\, b^3}{E\, b\, \mathfrak{T}}$ die Ausbauchung des Lastelementes über dem i-ten Träger infolge $X_q = 1$ ist, so erhält man:

$$\delta_{iq} = \eta_{iql}(\xi_l) + \omega_i' \sum_{j=1}^{n} \omega_j'\, \eta_{jql}(\xi_l) + \omega_i \sum_{j=1}^{n} \omega_j\, \eta_{jql}(\xi_l) + \frac{\chi_{iq}\, b^3}{E\, b\, \mathfrak{T}}$$

$$= \sum_{j=1}^{n} \zeta_{ij}\, \eta_{jql}(\xi_l) + \frac{\chi_{iq}\, b^3}{E\, b\, \mathfrak{T}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (41.$$

Nunmehr berechnen wir die Übergriffe des gekröpften Lastelements über jeden der Mittelträger. Dazu brauchen wir zunächst die Biegungslinien der Mittelträger für den Belastungsfall $P = 1$ (Abb. 4; jedoch hat man sich statt der dort gezeichneten zwei Mittelträger n solche und das Lastelement über allen diesen gekröpft zu denken). Das erfordert neuerdings die Auflösung eines Gleichungssystems der Form (2), in dem jetzt für die $f_k$ zu setzen ist:

$$f_k = \bar{\zeta}_{k,z}\, g_l;$$

hierin bedeutet ausnahmslos $\bar{\zeta}_{k,z} = \omega_k \frac{b-z}{b} + \omega'_k \frac{z}{b}$. Für die

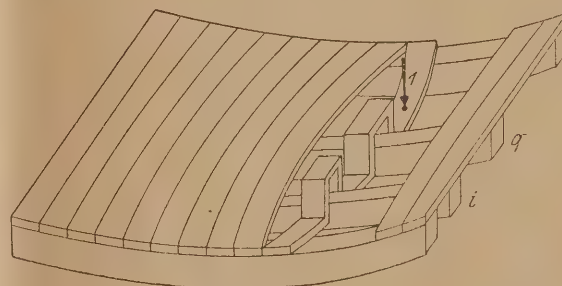



Abb. 4.

Biegungslinie des i-ten Trägers erhält man hier:

$$y_{il} = \eta_{il} + m_i\, g_l,$$

wobei die $m_i$ aus einem Gleichungssystem der Form:

$$\sum_{j=1}^{n} \zeta_{ki}\, m_i = \bar{\zeta}_{k,z} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (42$$

gefunden werden. $\eta_i$ nimmt wieder die Form $\eta_i = \sum_j \lambda_{ij}\, r_j$ an, wobei für $r_j$ auch wieder der obige Ansatz:

$$r_j = u_j \sin k_j x\, \mathfrak{Cof}\, k_j x + v_j \cos k_j x\, \mathfrak{Sin}\, k_j x$$

gemacht werden kann. Zur Konstantenbestimmung stehen die Gleichungsgruppen (a), (b), (c) von (38) unverändert zur Verfügung, die Gruppe (d) dagegen lautet:

$$y'''_{il} + y'''_{ir} = \eta'''_{il} + \eta'''_{ir} + m_i\,(g'''_l + g'''_r) = 0$$

oder

$$\eta'''_{il} + \eta'''_{ir} = \frac{m_i}{E\,\Theta}.$$

Daraus folgen für die zu einem $r_j$ gehörigen 4 Festwerte wieder je 4 Gleichungen, deren erste drei mit den ersten drei Gleichungen von (39) übereinstimmen, deren vierte aber lautet:

$$r'''(\xi_l) + r'''_{jr}(\xi_r) = \frac{\begin{vmatrix} \lambda_{11}, \ldots, & \lambda_{1,j-1} & m_1 & \lambda_{1,j+1}, \ldots, & \lambda_{1n} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \lambda_{n1}, \ldots, & \lambda_{n,j-1} & m_n & \lambda_{n,j+1}, \ldots, & \lambda_{nn} \end{vmatrix}}{E\Theta\Delta_\lambda} =$$

$$= \frac{\Delta_{m_j}}{E\Theta\Delta_\lambda}.$$

Bei weiterer Ausführung nach dem Muster der Gleichungen (40) würden hier ebenso wie dort die absoluten Glieder auf der rechten Seite $k_j^3$ im Nenner enthalten, ein Wert, der bei starrem Belag ($\mathfrak{T} = \infty$) ebenfalls $\infty$ wird. Die absoluten Glieder würden also gleich Null, d. h. bei starrem Belage verschwinden die Konstanten und mit ihnen die Funktionen $\eta$.

Hat man so die Senkungen der Mittelträger an der Stelle des Lastelements zu $y_{il}(\xi_l)$ ermittelt, so kann man aus den Senkungen der Randträger und der Ausbauchung des Lastelements die Strecken ermitteln, um die das gekröpfte Lastelement jeden der Mittelträger infolge P = 1 übergreift; sie mögen $\vartheta_1, \vartheta_2, \ldots, \vartheta_n$ heißen. Man findet die Senkungen der Randträger an der Stelle $\xi_l$ nach (11) zu

$$\delta_{R_1} = \omega'_z\, g_l(\xi_l) - \sum_j \omega'_j\, y_{jl}(\xi_l)$$

$$\delta_{R_2} = \omega_z\, g_l(\xi_l) - \sum_j \omega_j\, y_{jl}(\xi_l)$$

und damit die Senkung des Lastelements über dem i-ten Träger zu

$$\omega'_i\, \delta_{R_1} + \omega_i\, \delta_{R_2} + \frac{\chi_{iz}\, b^3}{E\, \mathfrak{b}\, \mathfrak{T}}.$$

Das Maß des Übergriffes des Lastelements über den i-ten Träger wird demnach:

$$\delta_i = \omega'_i \delta_{R_1} + \omega_i \delta_{R_2} + \frac{\chi_{iz}\, b^3}{E\, \mathfrak{b}\, \mathfrak{T}} - y_i$$

$$= (\omega'_i \omega'_z + \omega_i\, \omega_z)\, g_l(\xi_l) - \sum (\omega'_i \omega'_j + \omega_i\, \omega_j)\, y_{jl}(\xi_l) - y_{il} + \frac{\chi_{iz}\, b^3}{E\, \mathfrak{b}\, \mathfrak{T}}$$

$$= \bar{\zeta}_{iz}\, g_l(\xi_l) + \frac{\chi_{iz}\, b^3}{E\, \mathfrak{b}\, \mathfrak{T}} - \sum \zeta_{ij}\, \eta_{jl}(\xi_l) - g_l(\xi_l) \sum \zeta_{ij}\, m_j$$

oder mit Rücksicht auf (42):

$$\delta_i = \frac{\chi_{iz}\, b^3}{E\, \mathfrak{b}\, \mathfrak{T}} - \sum \zeta_{ij}\, \eta_{jl}(\xi_l) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (43.$$

Zur Bestimmung der statisch Unbestimmten, $X_1, X_2, \ldots, X_n$, bestehen dann n Gleichungen, die ausdrücken, daß in dem 2 n-fach statisch unbestimmten System unter der gleichzeitigen Einwirkung sämtlicher X und der Last P = 1 kein Abheben des Lastelements von einem der Mittelträger stattfinden darf; diese Gleichungen haben die Form:

$$\sum_k X_k\, \delta_{ik} = \delta_i.$$

Nach Kenntnis sämtlicher X findet man die Biegungslinie eines, z. B. des i-ten, Trägers zu

$$Y_{i\,{}^l_r} = \sum_k X_k\, \eta_{ik\,{}^l_r} + y_{i\,{}^l_r} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (44.$$

Darin bedeutet $\eta_{ik}$ die Senkung des i-ten Trägers infolge $X_k = 1$ bei gekröpftem Lastelement und $y_i$ die Senkung des i-ten Trägers infolge P = 1 bei gekröpftem Lastelement.

## 9. Sonderfall.

Die vorstehenden Ergebnisse seien auf den in Abb. 5 dargestellten Fall von 3 in gleichem Abstand von einander angeordneten Längsträgern angewendet. — Wir rechnen z[u]nächst aus (42) mit $\bar{\zeta}_{1z} = {}^1/_2$ und $\zeta_{11} = {}^3/_2$ den Wert $m = {}^1$[…] weiter finden wir aus (41) für die Strecke, um die sich [d…] Mittelträger infolge X = 1 vom Belage entfernt, da hier n[…] ein $\zeta = {}^3/_2$ und ein $\chi = {}^1/_{48}$ auftritt, den Wert:

$$\delta_{11} = \frac{3}{2}\, \eta_{111}(\xi_l) + \frac{b^3}{48\, E\, \mathfrak{b}\, \mathfrak{T}}$$

und für den Übergriff des Lastelements über den Mittelträg[er] auf Grund von (43) den Wert:

$$\delta_1 = \frac{\chi_{iz}\, b^3}{E\, \mathfrak{b}\, \mathfrak{T}} - \frac{3}{2}\, \eta_1\ (\xi_l).$$

Zur Bestimmung der Konstanten der Funktion $\eta_{11l}$ (link[er] Ast der Biegungslinie des Mittelträgers infolge X = 1) steh[en] 4 Gleichungen der Form (39) zur Verfügung, in denen hi[er] $A_{qj} = \Delta_\lambda = 1$ zu setzen ist, so daß das absolute Glied auf d[er] rechten Seite den Wert $-\frac{1}{E\Theta}$ annimmt. Zur Bestimmu[ng] der Konstanten von $\eta_{1l}$ (linker Ast der Biegungslinie d[es] Mittelträgers infolge P = 1) erhalten wir 4 ganz gleich lauten[de] Gleichungen, deren absolutes Glied auf der rechten Sei[te] jedoch $\frac{1}{3 E\Theta}$ wird. Wir sehen daraus, daß

$$\eta_{1l} = -\frac{1}{3}\, \eta_{11l} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4[5]$$

Denn die in beiden Funktionen auftretenden Größen k sin[d] einander gleich und zwar findet man für sie denselben Wer[t,] der in Abschnitt 7 unter a) errechnet wurde. Die Gleichun[g] zur Bestimmung von x lautet:

$$X\, \delta_{11} = \delta_1,$$

aus der man mit den obigen Werten für die $\delta$ und mit Be[-]rücksichtigung von (45) erhält:

$$X = \frac{\frac{\chi_{iz}\, b^3}{E\, \mathfrak{b}\, \mathfrak{T}} + \frac{\eta_{11l}(\xi_l)}{2}}{\frac{3}{2}\, \eta_{11l}(\xi_l) + \frac{b^3}{48 E\, \mathfrak{b}\, \mathfrak{T}}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4[6]$$

Die Biegungslinie des Mittelträgers wird somit:

$$Y_{{}^l_r} = \frac{1}{3}\left[g_{{}^l_r}\left(x_{{}^l_r}\right) + \eta_{11{}^l_r}(3X - 1)\right].$$

Wie man sieht, stimmt die Biegungslinie für $X = {}^1/_3$ mit jene[r] bei starrem Belage überein. Wird $X < {}^1/_3$, was bei weiterem Hinausrücken der Last P = 1 gegen den Randträger eintritt, so findet eine Hebung, im Falle $X > {}^1/_3$ eine Senkung des Mittelträgers gegenüber seiner Lage bei starrem Belage statt. Aus Gleichung (46) folgt, daß $X = {}^1/_3$ wird, wenn $48\, \chi_{iz} = {}^1/_3$ wird; dieser Ausdruck gibt aber den Auflagerdruck an, den das Lastelement, als durchlaufender Balken au[f] unnachgiebigen Stützen betrachtet, auf den Mittelträger ausüben müßte. Dieser Auflagerdruck wird nun ${}^1/_3$, sobald die Last P = 1 im Abstande 0,387 b vom Mittelträger angreift. Man kann demnach sagen: Lasten, die innerhalb eines Streifens angreifen, der durch zwei im Abstande 0,387 b parallel zum Mittelträger verlaufende Gerade begrenzt ist, beanspruchen den Mittel[…]

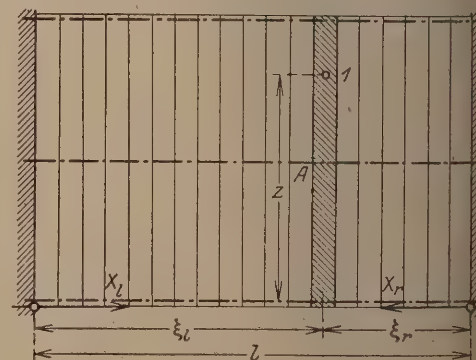


Abb. 5.

träger bei elastischem Belage ungünstiger, außerhalb dieses Streifens angreifende Lasten günstiger als bei starrem Belage.

Für die Beanspruchung der Randträger gilt das Umgekehrte; denn für deren Biegungslinien findet man

$$y_{R_1 1} = \left(\frac{z}{b} - \frac{1}{6}\right) g_1 - \frac{\eta_{111}}{6}\left(3X - 1\right)$$

$$y_{R_2 1} = \left(\frac{5}{6} - \frac{z}{b}\right) g_1 - \frac{\eta_{111}}{6}\left(3X - 1\right).$$

10. Schlußbemerkung.

Die vorstehenden Betrachtungen lassen sich leicht auf den Fall erweitern, daß die Längsträger außer durch einen Belag noch durch Unterzüge mit einander verbunden sind. Man führe die Längsträger samt dem Belage als statisch unbestimmtes Grundsystem ein und nehme die Drücke zwischen Längsträgern und Unterzügen als statisch Unbestimmte an. Die Rechnung gestaltet sich dann ganz ähnlich dem eben besprochenen Fall. Man denkt sich die Unterzüge über den Mittelträgern gekröpft und bestimmt wie vorher an dem Lastelement nunmehr auch an jedem der Unterzüge folgende Werte: 1. die Maße, um die jeder Unterzug sich von jedem Mittelträger infolge von Drücken X = 1 entfernt, die man der Reihe nach an jedem Kreuzungspunkt zwischen Mittelträger und Unterzug anbringt; 2. die Maße, um die jeder der gekröpften Unterzüge jeden Mittelträger infolge der gegebenen äußeren Kräfte übergreift. Sodann wird man für jeden Kreuzungspunkt wieder je eine Gleichung aufzustellen haben, die ausspricht, daß die Einflüsse, die an der betreffenden Stelle den Unterzug vom Mittelträger zu entfernen bestrebt sind, sich aufheben müssen.

Der Verfasser behält es sich vor, in einem weiteren Aufsatze an Hand von Beispielen zu zeigen, in welchem Ausmaße die Berücksichtigung der Elastizität von Brückenbelägen nach dem vorentwickelten Verfahren gegenüber den gebräuchlichen Berechnungsweisen zur Verminderung bzw. Vermehrung der Beanspruchungen in den einzelnen Bauteilen führt. Ferner werden die Einflußflächen für die am meisten interessierenden Größen zu suchen sein.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Dipl.-Ing. H. Sievers, Dresden.*

### Baustoffkunde.

**1112.** Was haben wir an der Kerbschlagprobe? Von Dr.-Ing. Moser, Essen. Stahl u. Eisen 1923, Nr. 29, S. 935—942, 18 Abb. Kennzeichnung der Werkstoffe durch Zerlegung der Schlagergebnisse nach der Arbeitskonstante der Raumeinheit und Arbeitsschnelligkeit. Einfluß verschiedener Wärmebehandlung. Beziehung zum Zerreißversuch.

**1113.** Über Kerbwirkungen bei Flußeisen. Von Ludwik und Scheu, Wien. Stahl u. Eisen 1923, Nr. 31, S. 999—1001, 3 Abb. Durch Versuche wird nachgewiesen, daß infolge gehinderter Querzusammenziehung die Festigkeit steigt, dagegen bei dynamischer Beanspruchung infolge Verringerung des die Arbeit aufnehmenden Volumens vermindert wird.

**1114.** Geben kalkreiche Schlacken geschmolzenen Zement? Von Dipl.-Ing. C. Prüssing, Hannover. Zement 1923, Nr. 34/35, S. 255—259, 2 Abb. Auf Grund von Versuchen des Zementtechnischen Institutes der Technischen Hochschule Berlin wird die Frage verneint.

**1115.** Herstellung von Bindemitteln aus Braunkohlenasche. Von Dr.-Ing. H. Luftschitz, Dresden. Tonind.-Ztg. 1923, Nr. 66, S. 525—526. Bericht über die bisherigen Arbeiten auf diesem Gebiete und die neuesten Forschungen des Verfassers.

### Baumaschinen.

— — — —

### Statik und Festigkeitslehre.

**1116.** Die Inanspruchnahme eines vierseitigen Turmpfeilers durch ein Verdrehungsmoment. Von R. Jung, Halle. Bauingenieur 1923, Nr. 15, S. 448—450, 5 Abb. Untersuchung des einfach statisch unbestimmten Systems mit Hilfe des Satzes von der kleinsten Formänderungsarbeit.

**1117.** Platten rechteckiger Grundrißteilung auf elastisch nachgiebiger Unterlage: Die umgekehrte Pilzdecke als Fundament. Von Privatdozent Dr. Lewe, Berlin. Bauingenieur 1923, S. 453—454, 1 Abb. Durch Entwicklung der Lastfunktion in eine Fouriersche Reihe gelingt die Integration der Differentialgleichung der elastisch gestützten Platte bei unendlicher Ausdehnung.

**1118.** Die Knickkraft gegliederter Stäbe. Von Professor Stephan, Altona. Zentralblatt 1923, Nr. 63/64, S. 378—380, 4 Abb. Untersuchung von Stäben mit endlicher Felderzahl unter Zugrundelegung einer quer zum Stabe wirkenden Ersatzbelastung nach St. Venant.

**1119.** Zur Klarstellung der Spannungsverhältnisse in Druckstollen. Von Dr. L. Mühlhofer, Innsbruck. Wasserkraft 1923, Nr. 14/15, S. 185—193, 2 Abb. Ausführliche Entgegnung auf die V. Paschsche Abhandlung „Die Spannungsverhältnisse in Druckstollen" in Nr. 12 der Wasserkraft.

**1120.** Zum Vernietungsproblem. Von Ing. Maillart. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 4, S. 43—45, 6 Abb. Rechnerische Untersuchung des auf die einzelnen Niete eines Anschlusses entfallenden Lastanteiles und Vorschläge zur besseren Ausbildung der Anschlüsse.

**1121.** Zum Vernietungsproblem. Von Rohn. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 6, S. 79—81. Zuschrift zum vorhergehenden Aufsatz. Hinweis auf deutsche und amerikanische Versuche, Zähigkeit des Materials, Maßnahmen der Praxis. Antwort von Maillart.

**1122.** Versuche zur Bestimmung des Seitendruckes von feuchtem Zementbeton. Von Dr.-Ing. P. Noack, Halle. Schweiz. Bztg. 1923, Bd. 82, Nr. 9, S. 109—111, 3 Abb. Tafeln zur Ermittlung des Seitendruckes bei erdfeuchtem, plastischem und flüssigem Beton.

### Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

**1123.** Auflagerung der Längsträger auf den Querträgern bei Brückenbauten. Von Dipl.-Ing. E. Schmidt, Berlin. Bauingenieur 1923, Nr. 15, S. 452—453, 3 Abb. Besonderer Lagerkörper, um zentrische Auflagerung bei freier Durchbiegung und Längsverschiebung unter Erhöhung der Seitensteifigkeit zu erreichen.

**1124.** Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Niagaraschlucht. Nach Engineering News Record, 1. März 1923, Bautechnik 1923, Nr. 31, S. 309, 3 Abb. Maier-Leibnitz. Neue eiserne Bogenbrücke, geneigte Tragwände 195 m Spannweite. Während der Montage Wirkung als Dreigelenkbogen. Nach dem Aufbringen der ständigen Last Obergurt vernietet.

### Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

**1125.** Neubau der Waagenfabrik A. Böhmer & Co., Magdeburg. Von S. Mensch, Charlottenburg. Bauingenieur 1923, S. 450—452, 2 Abb. Fünfschiffige eiserne Halle von 51,5 m Breite und 42 m Tiefe mit einer Mittelhalle von 23,5 m Stützweite.

1126. Die Modellschreinerei der Rombacher Hütte in Bochum. Von Ober-Ing. A. Konrad, Essen. Mitt. über Zement usw. (D. Bztg.) 1923, S. 92—94, 6 Abb. Um das Erdgeschoß von Säulen freizuhalten und mit geringer Bauhöhe bei der Decke auszukommen, wurde diese am Dachbinder, einem Zweigelenkbogen mit Zugband von 15,5 m Spannweite, aufgehängt.

1127. Eine Eisenbetonkranbahn mit Stahlkonstruktionslaufkran. Von Dr.-Ing. C. Commentz, Hamburg. Beton u. Eisen 1923, Nr. 16, S. 206—209, 12 Abb. 132 m lange Kranbahn für das Schiffbaumateriallager der Reiherstiegschiffswerft in Hamburg, bei der aus wirtschaftlichen Gründen Eisenbeton gewählt wurde. Stützen von 11,3 m Höhe am Fuße eingespannt. Kranbahn mit 11,25 m weiten Öffnungen als T-förmiger Querschnitt ausgebildet. Verbindung mit den Stützen mit Rücksicht auf Wärmespannungen gelenkig.

1128. Eiserne Fabrikschornsteine von je 52 m Höhe. Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1923, Nr. 27, S. 670 bis 671, 2 Abb. 10 bis 12 mm starker Blechmantel, bis 30 m Höhe von einem räumlichen Eisenfachwerk umgeben, der oberste Teil ist nur durch vier seitliche Rippen versteift, kurze Bauzeit und geringer Platzbedarf.

### Gründungsarbeiten usw.

— — — —

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1129. Einfluß von künstlichen Querschnittseinengungen auf die Sturmfluthöhe im Tidegebiet der Flüsse. Von Dr.-Ing. H. Krey, Berlin. Zentralblatt 1923, Nr. 67/68, S. 402—404, 9 Abb. Berechnung des Wellenstaues bei Einbauten.

1130. Die sterbende Donau. Die Wasserkraft 1923, Nr. 14, S. 193—195, 4 Abb. Die Donauversickerung bei Immendingen und ihre Beziehung zur Aachquelle. Möglichkeit der Wasserkrafterschließung zwischen Donau und Aache, Dichtung des Donaubettes. Auszug nach Dr. Jassoy. Berichte der Senckenberg Naturf.-Gesellschaft Bd. 52.

1131. Wirkung und Zwecke von Schluckbrunnen. Von Dr.-Ing. G. Thiem, Leipzig. Gesundheitsing. 1923, S. 331—333, 5 Abb. Auf Grund des für die Ergiebigkeitsbestimmung von Brunnen dienenden Gesetzes wird ein Verschluckungsgesetz abgeleitet und an einem Beispiel gezeigt, wie solche Brunnen zur Entwässerung dienen können.

1132. Grundwasserforschungen im Oberlauf des Muldeflusses. Von Dr.-Ing. G. Thiem, Leipzig. Gas- und Wasserfach 1923, Nr. 16, S. 217—219, 2 Abb. Durch Anlage eines Versuchsbrunnens wurden die Ergebnisse der Rechnung bestätigt, die den Nachweis der Möglichkeit der Grundwasserversorgung der Stadt Aue erbrachte.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1133. Die Fischmarktanlagen in Cuxhaven. Von Oberbaurat Haymann, Cuxhaven. Zentralblatt 1923, Nr. 59/60, S. 349—353, 7 Abb. Entstehung und Ausrüstung der in den letzten Jahren wesentlich erweiterten Hafenanlagen.

1134. 33 Milliarden für den drittgrößten deutschen Hafen. (Stettins Zukunft als Ostseehafen.) Von Ing. M. Graupe, Berlin. Tiefbau 1923, Nr. 66, S. 221—222. Beschreibung der zunächst vorgesehenen Ausbauarbeiten des Hafens, der hauptsächlich für die Einfuhr von Erzen für Oberschlesien und englischer Kohle in Frage kommt und dessen Handel im März d. J. bereits den der Vorkriegszeit übertraf.

1135. Studie über die Möglichkeit einer Verbesserung des Hoangho in seinem Unterlauf. Von Dr.-Ing. Eduard Faber, Ministerialrat a. D., München. Bautechnik 1923, Nr. 34, S. 329—332. Vorschlag für eine Korrektion des Hoangho auf Grund der in Deutschland gemachten Erfahrungen im Flußbau, insbesondere Vergleich mit den Regulierungsarbeiten an unseren geschiebereichen Flüssen.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1136. Über die Ableitung von Hochwasser bei Talsperren. Von Dipl.-Ing. N. Kelen, Darmstadt. Bautechnik 1923, Nr. 35/36, S. 341—344, 3 Abb. Die Ableitung eines außergewöhnlichen auf sehr kurze Zeit wirkenden Hochwassers wird ermöglicht durch einen begrenzten Aufstau im Staubecken. Angabe der Berechnungsweise.

1137. Die Erhöhung der Talsperre der Stadt Nordhausen (Harz). Bautechnik 1923, Nr. 35/36, S. 347, 2 Abb. Nach Mattern. Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1923, Nr. 25, S. 613. Vorteil der Staumauererhöhung. Ausnutzung der Baustoffe bis zur Grenze ihrer Tragfähigkeit.

1138. Ausbau von Wasserkräften an der unteren Fulda. Von Reg.- u. Baurat Probst, Kassel. Bautechnik 1923, Nr. 31, S. 308—309. Kraftgewinnung an der unteren Fulda, Wasserklemme im Sommer, geeignete Ergänzungskraft, Rücksicht auf die Schiffahrt, Verwertung der Nachtkraft.

1139. Über das Murgwerk. Von Baurat E. Treiber, Karlsruhe. Bautechnik 1923, Nr. 32, S. 313—317, 6 Abb. (Aus Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1923, Nr. 18.) Beschreibung der gesamten Murgkraftwerke. Angabe von Ausbau- und Leistungsgrößen.

1140. Eine alte Bewässerungsanlage in Westchina. Von Ing. M. Wegenstein. Schweiz. Bztg. 1923, Bd. 82, Nr. 7, S. 83—87. Beschreibung der bereits 2000 v. Chr. gebauten zur Bewässerung von 9000 qm dienenden Anlage.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

### Straßenbau.

1141. Asphaltbetonstraßen mit Straßenbahngleisen. Bautechnik 1923, Nr. 31, S. 310—311. Verwendung in Amerika, Asphaltbeton an Stelle von Zementbeton mit Asphaltschicht. Bauanordnung in belebten Straßen.

### Eisenbahnbau und -betrieb.

1142. Der Geschäftsbericht der deutschen Reichsbahn über das Rechnungsjahr 1921. Von Regierungsbaurat Hülsenkamp, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 31, S. 305—308. Der Geschäftsbericht versucht einen Vergleich mit dem Vorkriegsstand. Schwierigkeit durch die veränderten Bedingungen, Geldentwertung, Achtstundentag usw.

1143. Industrieanlagen und ihre Verschiebebahnhöfe. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Bautechnik 1923, Nr. 32, S. 317, 1 Abb. Richtlinien für den Bau leistungsfähiger Industrieanlagen, notwendige Rücksicht auf Erweiterungsfähigkeit.

1144. Der Lastkraftwagen im Wettbewerb mit der Eisenbahn. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Bautechnik 1923, Nr. 34, S. 335—336. Vorteile des Lastkraftwagenverkehrs gegenüber der Eisenbahn. Nachteile (Straßenbefestigung). Möglichkeit einer wirkungsvollen Zusammenarbeit.

1145. Die Reform der Dienst- und Ruhezeiten bei den österreichischen Bundesbahnen. Von Sektionsrat Dr. Mayer, Wien. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 29, S. 477. Maßnahmen zur wirtschaftlichen Ausnutzung der Arbeitskräfte unter Wahrung des Achtstundentages.

1146. Freibleibende Tarife der Eisenbahnen im Personenverkehr. Von Verkehrsdirektor Alpers, Müncheberg. Verkehrstechnik 1923, Nr. 29, S. 252—254. Besprechung der Möglichkeit der praktischen Anwendung des in Nr. 15 erörterten Vorschlages.

1147. Feldbahnen als Zubringer zur Eisenbahn. Von Wernekke. Verkehrstechnik 1923, Nr. 29, S. 254. Anschluß unzugänglicher Landstrecken durch 60-cm-Spurbahnen an die Südbahn von Buenos-Aires.

1148. Abbau amerikanischer Eisenbahnen. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 33, S. 287. Mitteilungen über die Betriebseinstellung größerer Linien, die durch die Eisenbahngesetzgebung unwirtschaftlich geworden sind.

1149. Die Dezentralisierung der Tarifangelegenheiten in Rußland. Von Dr. Mertens. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1923, Nr. 32, S. 520—521. Besprechung der neuen Grundsätze, die den wirtschaftlichen Bedürfnissen nur in begrenztem Maße gerecht werden.

1150. Verbesserungen im Werkstättenbetrieb. Geringste Kopfzahl — höchste Arbeitsleistung. Von Regierungsbaurat Lunz, Krefeld. Verkehrstechnik 1923, Nr. 22, S. 185—187. Vorschlag zur Einführung eines vereinigten Stückzeit- und Prämienverfahrens zur Entlohnung in den Betriebswerken der Eisenbahn.

1151. Großkübelwagen für Massengut. Von Hafendirektor E. Meyer, Eickel. Verkehrstechnik 1923, Nr. 35, S. 303—304, 3 Abb. Beschreibung eines Wagens von 50 t Ladegewicht, der, auf den Erfahrungen der rheinischen Hüttenbetriebe beruhend, gegenüber den Kippern wesentliche betriebstechnische und wirtschaftliche Vorteile aufweist.

1152. Ist die Erhöhung der Geschwindigkeit im Güterzugbetrieb wirtschaftlich? Von Regierungsbaurat Spalding, Berlin. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 31/32, S. 230—232. Empfehlung einer Geschwindigkeit von 35 km/h statt 30 km/h.

1153. Die panamerikanische Eisenbahn. Von Reg.-Baurat E. Bloch, Rio de Janeiro. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 33/34, S. 255—259, 1 Abb. Beschreibung des gegenwärtigen Zustandes des Ausbaues der Linie New York—Buenos - Aires, der trotz wirtschaftlicher und politischer Hindernisse von Nordamerika eifrig betrieben wird.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

1154. Zerlegbare Schuppen aus Eisenbeton für Kraftfahrzeuge. Zement 1923, Nr. 31, S. 237—238. Amerikanische und englische Ausführungen.

### Eisenbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

1155. Berechnung von Riegeln eiserner Fachwerkswände. Von Ing. A. Dürbeck, Berlin. Bauingenieur 1923, Nr. 15, S. 455—456, 1 Abb. Entgegen der Auffassung einer staatlichen Prüfungsbehörde wird gezeigt, daß eine Berücksichtigung des über den Riegeln lagernden Mauerwerkes infolge Abstützung durch die Ausfachung und Gewölbewirkung nicht notwendig ist.

### Holzbau.

1156. Holzmaste hoher Lebensdauer für Freileitungen. Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1923, Nr. 27, S. 657, 6 Abb. Freileitungsmaste mit getränktem Hartholzfuß, Verbindung des Fußes mit dem Mast durch Blechverlaschung. Wirtschaftlicher als einteilige Maste.

### Städtebau und Städtischer Tiefbau.

1157. Erfahrungen mit Eisenbetondruckrohren und Betonkanälen der bremischen Kanalisation. Von Baurat Müller, Bremen. Brückenbau 1923, Nr. 15/16, S. 51—53. Chemische Untersuchungen an Zement- und Betonbauteilen, die durch den Einfluß von Grund- und Oberflächenwasser zerstört waren. Beobachtungen über die schädlichen Wirkungen der Kanalgase.

1158. Über den Einfluß der Temperatur auf die Entkeimung von Trinkwasser durch Chlorgas. Von Privatdozent Dr. Hilgers und Dr. L. Tietz, Königsberg. Gesundheitsing. 1923, Nr. 34, S. 329—331. Auf Grund von Versuchen des Hygienischen Institutes der Königsberger Universität wird nachgewiesen, daß in der Praxis der Einfluß der Temperatur vernachlässigt werden kann.

1159. Die Entsäuerung des Hasper Talsperrenwassers. Von Direktor H. Kohl, Haspe. Gas- und Wasserfach 1923, Nr. 1, S. 4—5, 4 Abb. Der hohe Gehalt an Sauerstoff und Kohlensäure führte zu Ablagerung von Eisenschlamm in den Hausrohrleitungen und Verstopfungen derselben. Der Übelstand wurde durch Aufstellung einer Marmorentsäuerungsanlage behoben.

1160. Das Wasserversorgungswesen in Württemberg bis zum Jahre 1922. Von Oberbaurat Groß, Stuttgart. Gas- und Wasserfach 1923, Nr. 27, S. 393—394 u. Nr. 28, S. 411—414, 1 Abb. Entwicklung der Gruppenwasserversorgung, die durch die besonderen geologischen Verhältnisse der Rauhen Alb bedingt war.

1161. Gleitende Preise für die Tarifbildung in Gas- und Wasserwerken. Von Direktor Wenger, Schwäbisch-Gmünd. Gas- und Wasserfach 1923, Nr. 34, S. 506 bis 507. Durch Zugrundelegung von gesonderten Grundfaktoren für Arbeitsaufwand, Kapitaldienst und Materialaufwand ist es möglich, sich den wirtschaftlichen Verhältnissen der einzelnen Werke anzupassen.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

1162. Die Gleiserneuerung der Straßenbahnen unter Berücksichtigung der Aufrechterhaltung des Betriebes. Von Regierungsbaumeister Sober, Dortmund. Verkehrstechnik 1923, Nr. 21, S. 177—179, Nr. 22, S. 187—189, 10 Abb. Erörterung der verschiedenen technischen Möglichkeiten.

1163. Verbesserungen alter Straßenbahnfahrschalter. Von Betriebsingenieur Eifert, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 29, S. 249—252, 7 Abb. Umbau einer alten Schalterart zur Vermeidung der beim Bedienen der Strombremse auftretenden Schäden.

1164. Die Betriebsausgaben der Straßen- und Vorortbahnen sowie der Omnibusgesellschaften im Auslande vor und nach dem Kriege. Von Baurat Soberski, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 30, S. 260—262. Ergebnis einer internationalen Rundfrage.

1165. Die Elektrisierung des innerstädtischen Güterverkehrs, eine Aufgabe für unsere Straßenbahnen. Von Regierungsbaumeister Luz, Stuttgart. Verkehrstechnik 1923, Nr. 32, S. 275—276. Wirtschaftliche Entlastung der Straßenbahnen durch Aufnahme des Güterverkehrs. Technische Erwägungen.

1166. Der elektrische Fahrtrichtungsweiser auf dem neuen Stadtbahnsteig Friedrichstraße zu Berlin. Von Wetzel, Berlin. Verkehrstechnik 1923, Nr. 32, S. 278—280, 3 Abb. Beschreibung der erstmalig für den Stadtbahnverkehr in Benutzung genommenen Anlage.

1167. Wie beeinflußt die Zahl der beförderten Personen den Fahrpreis einer Straßenbahn? Von Straßenbahndirektor Uhlig, Elberfeld. Verkehrstechnik 1923, Nr. 35, S. 304—305. An einem Beispiel wird gezeigt, daß die Ausgabe für eine beförderte Person nur langsam mit der Zahl der beförderten Personen abnimmt, so daß es also unmöglich ist, Verluste, die durch zu niedrige Tarife entstehen, durch Verkehrssteigerung wettzumachen.

1168. Die Hochbahn von Liverpool und ihre Signalanlage. Von Geh. Regierungsrat Wernekke, Zehlendorf. Verkehrstechnik 1923, Nr. 21, S. 179. Selbsttätige Signalanlage für 100 sek Zugabstand, die auch bei Tage mit farbigen Lichtern arbeitet.

1169. Die Zuglänge elektrischer Stadtschnellbahnen. Von Regbm. Dr. Renfert. Zentralblatt 1923, Nr. 65/66, S. 386—388, 8 Abb. Berechnung der für die Leistungsfähigkeit günstigsten Höchstgeschwindigkeit und Zuglänge.

### Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

— — — —

### Bauunfälle.

— — — —

### Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

1170. Aus der Geschichte des Wasserkraftrechtes. Von Klons, Dresden. Wasserkraft 1923, Nr. 11 u. 14, S. 134—136 u. 195—198. Der Schluß dieses Aufsatzes (S. 195) bringt die Entwicklung des Wasserkraftrechtes für Mittel- und Ostdeutschland von der Zeit der germanischen Besiedlung an.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

1171. Das Ingenieurbauwerk in seiner Umgebung. Von Geh. Oberbaurat Prof. P. Müßigbrodt, Berlin. Bautechnik 1923, Nr. 33 bis 35, 3 Fortsetzungen, S. 321—323, 333—335 u. 344—346, 25 Abb. Wirkung von Ingenieurwerken im Stadt- und Landschaftsbild. Zahlreiche Abbildungen. Richtlinien für die Gestaltung neuer Bauten. Anpassung an die Örtlichkeit. Kostenfrage.

---

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

### Elektrische Erstfahrt auf den österr. Bundesbahnen.

**Eröffnung der Teilstrecke Innsbruck-Telfs der Arlberglinie.**

Sonntag, den 22. Juli 1923 vollzog sich in Tirol ein Ereignis, das ein neues und beredtes Zeugnis für die altbewährte Leistungsfähigkeit der Ingenieure und Industrie Österreichs ablegt. In Anwesenheit des Bundespräsidenten Dr. Hainisch und zahlreicher hoher Würdenträger des Bundes sowie des Generalkommissärs Dr. Zimmermann fand die Erstbefahrung der Teilstrecke Innsbruck-Westbahnhof—Telfs-Pfaffenhofen statt.

Die Kohlennot und die darauf folgende enorme Steigerung der Kohlenpreise zwangen Österreich, seine im Inland vorhandenen großen Schätze, die Wasserkräfte, auszubauen. Die Bundesbahnen, die besonders unter den ungünstigen Preisen der schwarzen Diamanten zu leiden hatten, sind nun darangegangen, ihre Strecken für elektrischen Betrieb auszurüsten.

Noch im alten Österreich begannen die Studien, und es wurde im Jahre 1905 bei der Eisenbahnbaudirektion in Wien eine eigene Studienabteilung errichtet. So kam es, daß die Vorarbeiten so weit gediehen waren, daß mit dem Entschluß, die Bundesbahnen zu elektrisieren, auch unverzüglich zur Tat geschritten werden konnte.

Die eröffnete Teilstrecke bildet das Anfangsstück der Arlberglinie, die ebenso wie die Salzkammergutlinie Stainach-Irdning — Attnang-Puchheim und zwei andere Alpenbahnstrecken (Tauernbahn und Salzburg-Wörgl) zunächst für die elektrische Zugförderung ausgerüstet werden. Auf den beiden erstgenannten Strecken sind die Arbeiten bereits so weit vorgeschritten, daß mit der Aufnahme des elektrischen Betriebes dortselbst zur Gänze bis Ende 1924 zu rechnen ist. Die jetzt dem elektrischen Betriebe übergebene Teilstrecke wird allerdings noch einige Zeit bei der beschränkten Anzahl der zur Verfügung stehenden elektrischen Lokomotiven auch von Dampflokomotiven befahren werden, doch wurde mit Rücksicht auf die hierdurch erzielten Kohlenersparnisse die elektrische Führung einiger Züge eingeleitet.

Die Stromversorgung des Bahnnetzes westlich von Innsbruck erfolgt durch das bei Unter-Schönberg gelegene Ruetzwerk in Tirol und das Spullerseewerk bei Danöfen in Vorarlberg, wobei das zweitgenannte Werk ein Speicherwerk ist. Das Ruetzwerk, das zum Betrieb der Mittenwaldbahn im Jahre 1912 eröffnet wurde, wurde durch einen neuen Maschinensatz doppelter Größe (8000 PS Turbinenleistung) erweitert. Für die Fortschritte der Technik in dieser Zeit ist es bezeichnend, daß an dem Platz, wo jetzt der Maschinensatz steht, ein Aggregat von nur 4000 PS kommen sollte und daß die Maschinen so kompendiös gebaut sind, daß sie trotz doppelter Leistung untergebracht werden konnten. Das Spullerseewerk befindet sich im Bau und wird mit dem Ruetzwerk durch eine 55 000 V. Übertragungsleitung verbunden sein. Sämtliche Bauten bieten in den Alpen bedeutende Schwierigkeiten, da für Transporte oft umfangreiche Bauinstallationen, wie Schrägaufzüge, Seilbahnen usw. notwendig sind.

Die vier an der Übertragungsleitung angeordneten Unterwerke in Zirl, Reppen, Flirsch und Danöfen haben die Aufgabe, den Strom von 55 000 V auf die Fahrdrahtspannung von 15 000 V herunterzutransformieren. Dieser Strom wird nun durch den Fahrdraht den Lokomotiven zugeleitet, wobei für die Rückleitung ebenso wie bei elektrischen Straßenbahnen die Schienen benützt werden. Die Schwierigkeit bei der Anlage der Unterwerke ist die, daß bei der verhältnismäßig kurzen Strecke, die ein solches Unterwerk mit Strom zu versorgen hat, die Höchstbelastungen gegenüber den Durchschnittsbelastungen außerordentlich hoch sind; infolgedessen ist es notwendig, Transformatoren mit verhältnismäßig geringer Grundbelastung und hoher kurzzeitiger Spitzenbelastung zu bauen. Von den erwähnten Unterwerken ist Zirl bereits fertiggestellt; es genügt, um den Betrieb bis Ötztal vorläufig führen zu können. Wenn die Fahrleitung bis Landeck betriebsbereit sein wird, wird auch Reppen schon fertig zusammengebaut sein. Die Unterwerke Flirsch und Danöfen haben etwas stärkere Transformatoren als die ersten zwei, da sie auf den beiden Rampen des Arlberges liegen und daher wegen der bedeutenden Steigungen größere Leistungen abzugeben haben.

Die Fahrdrahtleitung, die den Lokomotiven, wie schon früher erwähnt, den Strom zuführt, ist teils auf hölzernem, teils auf eisernem Gestänge aufgebracht und kann durch Streckentrennschalter so in Teile zerlegt werden, daß bei einem Fehler in ihr die Stelle in kürzester Zeit von den benachbarten Unterwerken aus festgestellt werden kann; der kranke Teil kann abgeschaltet werden und der Betrieb auf dem übrigen Teil der Linie ohne weiteres fortgesetzt werden.

Auf den Lokomotiven wird der Strom neuerdings herabtransformiert, und zwar durch einen sogenannten Stufentransformator, der es gestattet, auf der Unterspannungsseite verschieden hohe Spannungen abzunehmen. Wenn man nun diese wechselnde Spannung dem Motor zuführt, so kann man eine verlustlose Geschwindigkeitsregulierung erreichen. An Maschinen sind vorläufig zwei Typen zur Anlieferung gebracht worden, und zwar Gebirgsschnellzugslokomotiven mit der Achsfolge i C + C i (6 Trieb- und 2 Laufachsen) und i C i-Lokomotiven, die für Personen- und leichtere Schnellzüge in der Ebene bestimmt sind.

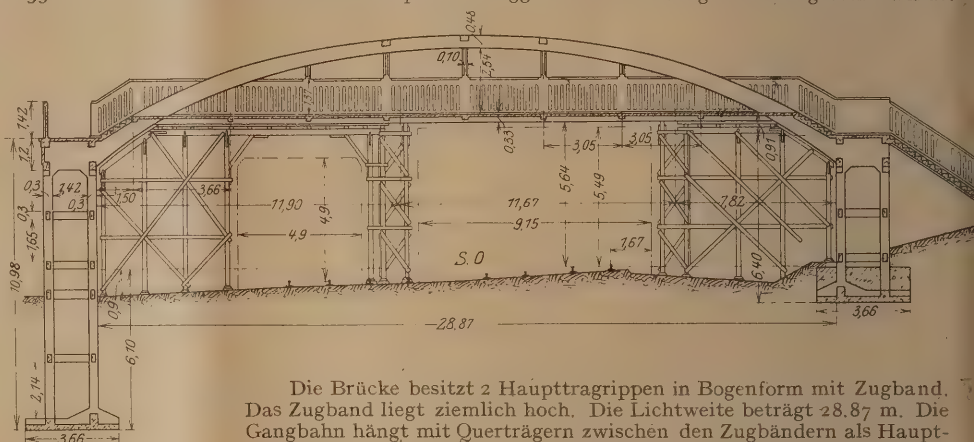
Die niedrige beim Bahnbetrieb verwendete Periodenzahl ($16^2/_3$) führt an benachbarten Schwachstromleitungen, die als Freileitungen gebaut sind, zu so bedeutenden Störungen, daß der Betrieb unmöglich wird; man muß daher diese in Kabeln verlegen. Auch hierin sind schon bedeutende Fortschritte erzielt worden, und es werden aus diesem Grunde der Aufnahme des Betriebes keinerlei Schwierigkeiten erwachsen.

Nach Begrüßung der Festteilnehmer durch den Direktor des Elektrisierungsamtes Sektionschef Ingenieur Paul Dittes würdigte der österreichische Bundesminister für Handel und Verkehr Dr. Schürff die Bedeutung des Augenblickes, von dem eine neue Zeitrechnung in der Geschichte des österreichischen Bahnwesens ausgehe.

Wenn auch der elektrische Verkehr zunächst nur auf einem kurzen Teilstücke aufgenommen wurde, so muß dies aus dem Gesichtspunkte beurteilt werden, daß damit die erste Etappe der Verwirklichung des Elektrisierungsgedanken zurückgelegt ist. Es besteht die berechtigte Hoffnung, daß dieses große Werk heimischer Technik, das für den Wiederaufbau Österreichs von ausschlaggebender Bedeutung ist, raschest fortgeführt werden und daß es gelingen wird, alle Schwierigkeiten, insbesondere auch die finanzieller Natur, zu überwinden. Der 22. Juli 1923 wird ein Markstein in der Geschichte österreichischer Ingenieurwissenschaften bleiben.

## Eisenbetonbrücke aus fertigen Teilen.

Nahe bei Sheffield in England ist 1922 eine Fußgängerbrücke aus Eisenbeton über 4 Gleise einer Hauptbahn mit sehr lebhaftem Zugverkehr gebaut worden, die in beistehendem Längsschnitt veranschaulicht ist. Sie ist weniger durch ihre Formgebung oder konstruktive Einzelheiten auffällig, weist aber eine bemerkenswerte Lösung bei der Aufstellung auf dadurch, daß ein Teil des Bogens vorher auf dem Werkplatz fertiggestellt und im ganzen eingesetzt wurde.




Die Brücke besitzt 2 Haupttragrippen in Bogenform mit Zugband. Das Zugband liegt ziemlich hoch. Die Lichtweite beträgt 28.87 m. Die Gangbahn hängt mit Querträgern zwischen den Zugbändern als Hauptträger und ist an den Bogen mit Zugstangen in 3,05 m Abstand aufgehängt. Der Windverband besteht aus 3 Querbalken im Scheitel. Der Überbau lagert auf 2 Türmen auf, die auf Grundplatten aus Eisenbeton gegründet sind. Die verschiedene Höhe ergab sich durch stark fallendes Gelände. Der Bahnkörper ist Anschüttung. Die eine Zugangstreppe liegt senkrecht, die andere parallel zu den Gleisen. Die Armierung zeigt keine besonderen Eigenheiten. Auch die Zugbänder sind mit Rundeisen armiert. Die Gangbahn hat eine besondere, 2,5 cm starke Schicht aus Beton mit Granitfeinschlag erhalten.

Besonders bemerkenswert erscheint jedoch die Art der Aufstellung, durch die es gelang, starken Wettbewerb seitens des Eisenbaus aus dem Felde zu schlagen. Die Bahn hatte vorgeschrieben, daß mit Rücksicht auf den schweren Verkehr und die besonderen örtlichen Verhältnisse ein Lichtraum von 9,15 m in voller Höhe dauernd freibleiben müsse. Für die Seitenöffnung waren 4,9 m Lichtweite verlangt. Außerdem sollten Unterbrechungen des Betriebes nach Möglichkeit vermieden werden. Man entschloß sich, ein 10,7 m langes plattenförmiges Stück der Zugbänder und der Gangbahndecke vorher fertig zu stellen und nach hinreichender Erhärtung im ganzen einzubauen, und zwar den Teil, der über die Hauptöffnung des Lehrgerüstes zu liegen kam. Der Versuch ist voll geglückt. Die Längsbewehrung in Platte und Zugbändern war vorübergehend hoch und unter spitzem Winkel zurückgebogen, um bei der Einbringung der Platte nicht zu hindern. Die Einbringung erfolgte nach 4 Wochen Erhärtezeit mit Hilfe eines Lokomotivkranes. Zur Vorsorge war die Platte auf eine Art Holzplattform gepackt worden. Die Arbeit ging während einer Zugpause glatt von statten. Das Plattengewicht betrug 6½ t. Die weitere Errichtung der Brücke zeigt nichts besonderes. Sie wurde in 2 Monaten vollendet. Um die Platte bei der Aufnahme der Lasten zu unterstützen, wurden vorübergehend 2 Sprengwerke angebracht. (Engineering v. 27. 4. 23.) Gl.

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN USW.

## Änderung der Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn.

Der Reichsverkehrsminister gibt unter E. VIII. 82. D. 17 587 nachstehenden Erlaß vom 21. August 1923 bekannt.

Betrifft: „Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken."

1. An die Stelle der Unterabschnitte a bis e unter B I (S. 6—10) treten die in der „Bautechnik" 1923, S. 332 und 333 und in „Der Bauingenieur", Heft 14 vom 31. Juli 1923 veröffentlichten „Einheitlichen Bezeichnungen für die Entwürfe von Ingenieurbauwerken". Die

Fußnote zu I auf Seite 6 fällt fort, desgleichen der Satz unter I „Nicht angegebene, sonst noch vorkommende Bezeichnungen sind nach den in der Fußnote enthaltenen Grundsätzen zu wählen."

2. Für die unter VIII auf S. 38 angegebenen zulässigen Druckspannungen für die Berührungsflächen solcher Lager, die sich im unbelasteten Zustande nur in einer Linie oder einem Punkte berühren, sind künftig folgende Werte maßgebend:

5000 kg/cm² für Gußeisen,
6500 kg/cm² für Flußeisen,
8500 kg/cm² für Stahlformguß,
9500 kg/cm² für Schmiedestahl.

3. Der Abschnitt X auf Seite 39 erhält folgende Fassung:

X. Zulässige Spannungen von Auflagersteinen und Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager.

Bei der Berechnung der Spannungen der Fugen zwischen den eisernen Lagern und den steinernen Unterstützungen, der Auflagersteine und des Mauerwerks unmittelbar unter den Auflagersteinen ist dieselbe Stoßzahl wie bei der Berechnung der eisernen Lagerteile (S. 38) einzuführen.

Bei Berücksichtigung der Hauptkräfte allein werden die in Tafel 14 angegebenen Spannungen zugelassen:

Bei Berücksichtigung auch der Wind- und Zusatzkräfte dürfen die Spannungen die unter 1. der Tafel 14 angegebenen Werte um 40 vH, die unter 2. und 3. der Tafel 14 angegebenen Werte um 80 vH überschreiten. Im allgemeinen kann die Berechnung ohne Berücksichtigung der Wind- und Zusatzkräfte durchgeführt werden.

Die Würfelfestigkeit der Auflagersteine aus Granit oder einem ähnlich festen Gestein soll mindestens 600 kg/cm², die des Betons unmittelbar unter den eisernen Auflagern nach 28tägiger Erhärtung mindestens 250 kg/cm² und die des Betons unmittelbar unter den Auflagersteinen nach 28tägiger Erhärtung mindestens 200 kg/cm² betragen.

Der Schluß des Abschnitts X auf Seite 40 bleibt.

Tafel 14.

| | |
|---|---|
| 1. Pressung der Zementmörtel = (1 : 1) oder Bleifuge zwischen eisernem Lager und steinerner Unterstützung, der Auflagersteine und bei Fehlen von Auflagersteinen des Betons unmittelbar unter dem eisernen Lager | 40 kg/cm² |
| 2. Pressung zwischen Auflagerstein und Mauerwerk | |
| a) aus Beton (1 : 3 : 5) oder Quadern oder Klinkern in Zementmörtel (1 : 2½) | 20 kg/cm² |
| b) aus Bruchsteinen in Zementmörtel (1 : 2½) | 12 kg/cm² |
| 3. Spannung der Auflagersteine aus Granit oder einem ähnlich festen Gestein auf Schub und Biegung | 12 kg/cm² |

## Ernennung.

Rektor und Senat der Technischen Hochschule Danzig haben unterm 26. 6. 23 beschlossen, Herrn Generaldirektor Schrey in Berlin in Anerkennung seiner Verdienste um die Förderung der Industrie und des technischen Unterrichts im deutschen Osten die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber zu verleihen.

## Berichtigung.

In dem Aufsatz Zimmermann „Die Berechnung der Knickfestigkeit mehrfach gestützter Stäbe" in Heft 13 ds. Jahrg. befindet sich ein Druckfehler. In der Zahlentafel auf Seite 389 ist für die erste Zahl in der sechsten Spalte : $\frac{1}{(t)}$ statt 12,139 zu setzen 121,39.

# PATENTBERICHT.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. Juli 1923.

Kl. 65 b, Gr. 2. M 79 227. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Schwimmtor mit zwei getrennten Schwimmkästen. 9. X. 22.

Kl. 80 b, Gr. 9. K 82 849. Dr. Jan Kozak, Krakau, u. Maximilian Friedrich Weinberger, Wien; Vertr.: Dr.-Ing. B. Monasch, Pat.-Anw., Leipzig. Verfahren zur Herstellung von Kunststein aus Torf und Zement. 31. VII. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 80 788. Arthur H. Müller, Blankenese. Schleusentor oder Wehr mit einem versenkbaren Verschlußkörper. 10. III. 23.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. Juli 1923.

Kl. 19 a Gr. 10. R 53 586. Fernand Radelet Brüssel; Vertr.: E. Peitz u. Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Schienenbefestigung durch Schwellenschrauben. 27. VII. 21.

Kl. 19 a, Gr. 19. M 75 201. Max Mann, Berlin-Rummelsburg, Blockdammweg, Gaswerk 2. Notverband für Schienenbruch. 24. IX. 21.

Kl. 19 a, Gr. 28. G 57 055. Gießereien, Eisenkonstruktionswerk & Maschinenfabrik F. S. Kustermann G. m. b. H., München. Fahrbare elektrische Schweißmaschine für eingebaute Schienen. 13. VII. 22.

Kl 85 c, Gr. 6. St 35 804. Dr. Eugen Steuer, Neustadt a. d. Haardt, Rheinpf. Verfahren und Vorrichtung zum Entfernen der Schwimm- und Sinkstoffe aus Absetzbehältern während des Absetzvorgangs. 31. V. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. Juli 1923.

Kl. 5 b, Gr. 12. St 35 838. Stephan, Frölich & Klüpfel, Beuthen, O.-Schl. Abbauverfahren. 9. VI. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. Juli 1923.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 83 082. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wannseebahn, Sophie-Charlottenstr. 11. Gleisrückmaschine. 26. VIII. 22.

Kl. 37 b, Gr. 5. B 98 245. Georg Bauer, Heilbronn, Mönchseestr. 68, u. Karl Fuchs, Stuttgart, Eberhardstr. 53. Holzverbindung. 10. II. 21.

Kl. 80 a, Gr. 45. T 25 078. Paul Thiele, Hamburg, Peute-Hofe-Str. 557 Verfahren zur Herstellung langer eisenbewehrter Betonkörper. 10. III. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. August 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. P 41 839. Dr.-Ing. Max Pernt, Wien, u. August Wolfsholz, Berlin-Schöneberg, Freiherr-vom-Stein-Str. 9; Vertr: Dipl.-Ing. P. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Pat.-Anwälte, Berlin SW 57. Verfahren zum Auskleiden von Bauwerken mit Beton. 2. IV. 21.

Kl. 84 a, Gr. 3. B 106 180. Berliner Act.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Gelenkstangenantrieb für Drehtore an Schleusen usw. mit zweiteiligen Gelenkstangen; Zusatz zur Anm. B. 104 909. 24. VIII. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 90 305. Albert Huguenin, Zürich, Schweiz; Vertr.: H. Nähler, Dipl.-Ing. T. Seemann u. Dipl.-Ing. E. Vorwerk, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Hebbare, zweiflügelige Drehklappe zum Abschließen von Kanälen u. dgl. 29. VI. 22. Schweiz 16. XI. 21.

Kl. 84 a, Gr. 3. K 83 710. Fried. Krupp Akt.-Ges., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Triebwerkgestänge für Stemmtore. 23. X. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. August 1923.

Kl. 5 c, Gr. 1. Sch 65 608. Johann Schürmann, Bochum, Meinolphusstr. 22, Schachtabteufungen nach dem Versteinerungsverfahren. 1. VIII. 22.

Kl. 5 c, Gr. 4. R 55 404. Carl Rothkegel, Bottrop i. W. Kappschuh für Eisenbahnschienen. 20. III. 22.

Kl. 80 b, Gr. 1. H 92 552. Georg Herrmann, Wiesbaden, Erbacher Str. 6. Betonmischung; Zus. z. Pat. 345 461. 29. I. 23.

Kl. 84 d, Gr. 2. V 17 667. Gustav Vorkamp, Frankleben b. Merseburg. Zahnstangengetriebe innerhalb des Baggerlöffelstieles mit Kugel- oder Rollendrucklager. 1. VIII. 22.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. Juli 1923.

Kl. 20 i, Gr. 33. 381 666. Eloi Rodolausse, St. Antonin, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Caminer, Pat.-Anw., Berlin SW 62. Apparat zum Kontrollieren der Stillstände und des Langsamfahrens der Eisenbahnzüge; Zus. z. Pat. 343 329. 5. XII. 22. R 57 371. Frankreich 5. XII. 21 für Anspr. 1, 23. VI. 22 für Anspr. 2 u. 29. IX. 22 für Anspr. 3.

Kl. 20 i, Gr. 40. 381 596. Scheidt & Bachmann, Rheydt. Signalantrieb mit Kupplungsmagneten. 19. VII. 22. Sch 65 507.

Kl. 65 a, Gr. 5. 381 560. René Gabriel Joly, Bois-le-Roi, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Bursch, Pat.-Anw., Berlin W 8. Vorrichtung für Unterseearbeiten. 31. III. 21. J 21 399. Frankr. 18. VII., 7. VIII. 16, 18. V. 18 u. 11. XII. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2. 381 658. Dipl.-Ing. Robert Hoffmann Charlottenburg Lohmeyerstr. 25. An dem Löffelstiele schwenkbarer Baggerlöffel. 9. IX. 22. H 91 088.

Kl. 85 c, Gr. 6. 381 699. Dr.-Ing. Karl Imhoff u. Heinrich Blunk, Essen, Ruhr, Zweigertstr. 57. Verfahren zur Zersetzung von Abwasserschlamm in von dem Klärraum getrennten Schlammräumen durch Mischen des frischen Schlamms mit faulendem Schlamm; Zus. z. Pat. 275498. 19. XI. 21. J 22177.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. Juli 1923.

Kl. 37 b, Gr. 3. 381 932. Josef Lämmermeyr, Nürnberg, Fürther Str. 19. Hölzerner Träger. 19. XI. 22. L 56 831.

Kl. 84 a, Gr. 5. 382 002. Dipl.-Ing. Richard Maudrich, Dortmund, Beurhausstr. 23. Verfahren zum Herstellen einer Lehmdichtung in Kanälen. 3. X. 22. M 79 155.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. August 1923.

Kl. 19 a, Gr. 8. 382 222. Friedrich Sommer, Rendsburg, Holstenstr. 2. Schienenbefestigung auf Holzschwellen; 2. Zus. z. Pat. 342 509. 3. IV. 21. S 56 055.

Kl. 37 b, Gr. 3. 382 102. Wilhelm Kallenbach, Gotha. Verfahren zur Herstellung von vollwandigen Holzträgern. 21. XII. 21. K 80 229.

## BÜCHERBESPRECHUNG.

Die Lehren der Explosionskatastrophe in Oppau für das Bauwesen. Von H. Goebel und E. Probst. Mit 24 Abb. im Text und auf einer farbigen Tafel. Verlag Julius Springer. Berlin 1923. Grundzahl 6.

Das vorliegende Werk behandelt die Fragen, wie sich Bauart und Material bei der Katastrophe in Oppau verhalten, ob ferner die bisher für Ingenieurbauten zugrunde gelegten Annahmen und Voraussetzungen sich bei Betrachtung der eingetretenen Zerstörungen aufrecht erhalten lassen, ob namentlich auch behördliche Vorschriften, die für jene Bauten bestimmend sind, als gerechtfertigt sich erweisen. Diese Überlegungen werden bei der Besprechung einer größeren Anzahl durch die Explosion zerstörter Bauten im einzelnen verfolgt und schließlich zu einer gemeinsamen, für die Praxis der Ingenieurbauwerke sehr wertvollen, kritischen Schlußfolgerung zusammengezogen. Diese besagt, daß eine zweckmäßige Bauart von Lagerhäusern bzw. Behältern, die einer Explosionsgefahr unterliegen, eine Dachkonstruktion mit geringstem Widerstande verlangt, daß aber der Behälter selbst mit möglichst großer Widerstandsfähigkeit nach der Seite und nach unten zu erbauen ist, daß vor allem aber Boden und Fundamente sehr kräftig auszubilden sind. Bei der Bedachung ist ausschlaggebend die Rücksicht auf Feuersicherheit, auf den schützenden Einfluß von Kälte und Wärme und auf geringes Gewicht. Für Bauten in der Nähe eines möglichen Explosionsherdes sind jedoch kräftige Dachbauten zu fordern. Am besten in dieser Hinsicht haben sich in Oppau die Eisenbetondächer bewährt; ihnen folgen bewehrte Hohlsteindächer, dann — weniger gut — Bimsbetondächer und endlich — nicht zweckmäßig — Holzdächer und noch weniger Ziegeldächer. Umfassungswände sind zweckmäßig mit Erdschüttungen zu sichern, die Böden in Eisenbeton, nicht in reinem Betonbau (wegen großer Sprengstücke) zu konstruieren. Maschinenfundamente sind von anderen Grundungen zu trennen; nur diesem Umstande ist es in Oppau zu verdanken, daß der größte Teil der Maschinen von der Katastrophe fast unberührt geblieben ist und der Betrieb bereits in 2½ Monaten wieder aufgenommen werden konnte. Der Form nach haben sich Rundbauten mit kräftigen Wänden, besonders wenn sie gefüllt waren, am besten gehalten; hier ist die Angriffsfläche gering und eine leichtere Ablenkung der Explosionswellen zu erwarten. Bei viereckigen Bauten ist in diesem Sinne eine gute räumliche Aussteifung zwischen den Wänden und letzteren sowie der Bodenplatte erforderlich; ebenso ist dort, wo die Dächer für sich gesonderte Bauten sind, auf deren räumliche Durchbildung und auf einen guten sicheren Anschluß mit den Wänden zu achten. Deshalb haben auch manche eiserne Dachkonstruktionen, nicht ausreichend räumlich durchgebildet und nur auf Säulen oder frei auf den Gebäudemauern auflagernd, den Einsturz der Eisenkonstruktion nicht verhindern können.

Bei den Wiederherstellungsarbeiten ergab sich, daß zerstörte Eisenbauten sich schneller beseitigen, aber nicht so schnell wieder herstellen lassen wie gefährdete Eisenbetonbauten. Zudem ist die Wiederherstellung hier mit einfacheren Mitteln und leichter möglich als wie bei Eisenbauten. —

Schon diese kurze Mitteilung der Untersuchungsergebnisse zeigt, welch wertvolles und bedeutsames Material in der Arbeit von Goebel und Probst vereinigt ist. Deshalb kann die vorliegende Veröffentlichung allen Fachgenossen — sowohl den Vertretern des Verbund- wie auch des Eisenbaues, nicht dringend genug empfohlen werden; sie werden viel aus dem Werke lernen.

M. F.

## An unsere Abonnenten!

Die für August erbetene Nachzahlung haben von den rund 3500 Abonnenten des „Bauingenieur“ bis zum 15. September nur 700 geleistet. Bleibt das Interesse der Abonnenten für die Erhaltung der Zeitschrift auch im September so gering, so wird es dem Verlag unmöglich sein, dieselbe im bisherigen Rahmen weiterzuführen. Wir richten deshalb an alle Postabonnenten die dringende Bitte, die nunmehr notwendig gewordene Nachzahlung **für September** in Höhe von **M. 2 480 000** umgehend durch Einzahlung auf Postscheckkonto Nr. 20120 Berlin (Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften) zu leisten. Zahlkarte lag dem Heft 17 bei! Im Gegensatz zum Monat August kommt diese Nachzahlung nur für die **Postabonnenten** in Betracht; von allen übrigen Abonnenten wurde sie sofort bei Zusendung des 1. Heftes zusammen mit dem Grund-Abonnementspreis von der Verlagsbuchhandlung bzw. den den Bezug vermittelnden Sortimentsbuchhandlungen erhoben.

An alle Abonnenten, die die Nachzahlung für August im Betrage von **M. 150 000** noch nicht geleistet haben, richten wir die dringende Bitte, jetzt für **August und September** zusammen eine Nachzahlung von **M. 2 630 000** sofort zu leisten.

**Die Schriftleitung**
*Dr. M. Foerster.*

## STELLENÜBERSICHT.

185. Dipl.-Ing. als 1. Konstrukteur u. Stellvertreter des Bürochefs für Zentralbüro in Gleiwitz, Deutsch-Oberschlesien, in welchem alle Projekte eines großen gemischten Eisenhüttenkonzerns bearb. werden, ges. Höchste Anforderungen auf konstrukt. Gebiete, rasch. sicheres Arbeiten, langjähr. einschlägige Tätigkeit nachzuweisen; Auftreten energ. u. zielbewußt. Wohnung Ende ds. Jahres z. Vfg. Umzugskosten erstattet. Bewerbg. mit handschriftl. Lebenslauf, Zeugn.-Abschr., Lichtbild, Angabe von Gehaltsanspr., Referenzen u. kürzestem Eintrittstermin. Oberschlesien, Eisenindustrie, A. G., Personalbüro Gleiwitz. Stahl und Eisen, 13. 9.

186. Regbmstr. des Hochbaufaches auf Privatdienstvertrag z. Bearb. v. Wohnungs- u. Siedlungssachen, bald ges. Bewerb. mit Lebenslauf und Zeugnis-Abschriften an den Wohnungsaufsichsbeamten bei der Regierung Merseburg. (Zentralblatt 12. 9.)

187. Hochbautechniker, jung, volle Fachschulbildung für laufende Dienstgeschäfte ges. Gr. 6., Antritt sofort. Bewerbg. u. Zeugnisse a. Preuß. Hochbauamt Neuruppin (Zentralbl. 12. 9.)

188. Regbmstr. a. D. oder Dipl.-Ing. des Wasser- und Straßenbaufaches m. mehrj. praktischer Erfahrung, guter Statiker f. Entwurfsarb. v. Sitze d. E. B. V. z. 1. 10. u. b. Kanalbauamt in Neuhaldensleben z. sof. Dienstantritt ges. Einstellg. und Vergütung nach dem Tarifvertrag f. d. Angest. bei der Reichs- u. preuß. Staatsverwaltung. Bewerb. m. Zeugn.-Abschr. u. Lebenslauf erb. Magdeburg, Domplatz 10, Elbstrombauverwaltung. (Mittellandkanal.) (Bautechnik 21. 9.)

189. Diplom-Ing. für techn. Büro, München ges., der in Berechnen u. Kalkulation von Eisenbetonkonstruktionen, Fabrikbauten, Silos, durchaus bewandert ist u. in ähnl. Stellung schon läng. Jahre tätig war. Ders. muß geeignet sein, einen Teil des Büros selbstst. zu leiten od. d. Bürochef zu vertreten. Der Eintritt sollte möglichst bald erfolgen. Angeb. unter Nr. 3883 a. d. Geschäftsstelle „Beton und Eisen“, Verlag Ernst u. Sohn, Berlin W 66, (Beton u. Eisen 15. 9.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang. 15. Oktober 1923 Heft 19/20

## DIE SCHIFFSHEBEWERKE DER M. A. N.

*Von Dr.-Ing. M. Carstanjen.*

Das Werk Gustavsburg der M.A.N. studiert seit mehreren Jahren in Verbindung mit den Siemens-Schuckertwerken und der Firma Havestadt und Contag in Berlin die Frage der Überwindung großer Höhen durch die Kanalschiffahrt und ist dabei zum Entwurf eines senkrechten Hebewerks für Höhen bis zu etwa 40 m und zum Entwurf eines auf geneigter Ebene bewegten Schiffswagens für größere Höhen gelangt.

Beide Entwürfe sollen nachstehend besprochen werden[1]), doch mögen vorab einige allgemeine Bemerkungen über den

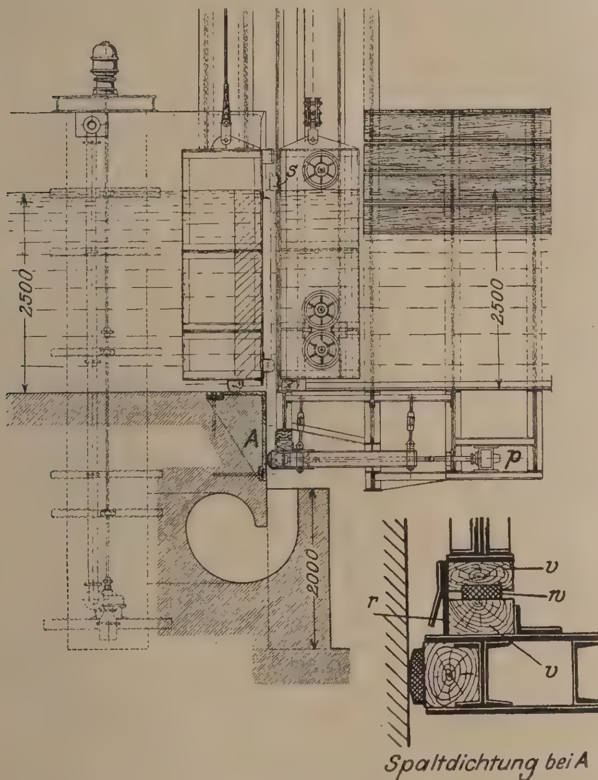



**Abb. 1a u. b.** Abschluß des Schleusentroges und Dichtung gegen die Haltung.

Schiffstrog Platz finden, der in seiner Durchbildung mehr oder weniger unabhängig davon ist, ob er auf senkrechter oder geneigter Bahn gehoben werden soll.

### Der Schiffstrog.

Unter dem Schiffstrog ist das wassergefüllte Becken zu verstehen, welches das Schiff bei seiner Beförderung aus der einen Haltung in die andere aufzunehmen hat.

Er erhält bei den heute üblichen Abmessungen der Kanäle eine Tiefe von 2,5 m, eine Gesamtbreite von 10,5 bis 12,5 m, also eine Nutzbreite zwischen den Reibhölzern von 10—12 m und eine Länge von etwa 80 m bis 120 m.

[1]) Vgl. auch die Druckschriften der Firma, ferner Engels, Handbuch des Wasserbaues, zweite und dritte Auflage; Carstanjen, Neuer Vorschlag der M. A. N. zu einem Schiffshebewerk bei Niederfinow, Zeitschrift für Binnenschiffahrt 1912, Heft 10.

Die Bewegung, die er auszuführen hat, setzt sich nicht nur auf der geneigten Ebene, sondern, wie in nachfolgendem dargelegt werden wird, auch bei manchen sogenannten „senkrechten" Hebewerken aus einer senkrechten und einer wagerechten zusammen. Diese wagerechte Bewegungskomponente ist bei den zu beschreibenden Anlagen stets senkrecht zur Längsachse des Troges gerichtet, wodurch die bei jeder Trogbewegung unvermeidlichen Wasserbewegungen auf ein geringes und für das Schiff unschädliches Maß eingeschränkt werden.

Der Schiffstrog kann an seinen beiden Enden mit Toren versehen sein oder nicht. Das erstere ist das gewöhnliche. Wir bezeichnen einen solchen Trog als „Schleusentrog" und es pflegt das eine seiner Tore dem Verkehr mit der unteren und das andere dem Verkehr mit der oberen Haltung zu dienen.

Wenn der Trog mit Toren versehen ist, müssen es auch die Haltungen sein, und es ist zweckmäßig und üblich, die Tore von Trog und Haltungen als Hubtore auszubilden, von denen die Haltungstore mit Gegengewichten versehen sind, die ihr Gewicht völlig ausgleichen.

Jedes Trogtor wird mit dem ihm gegenüberstehenden Kanaltor zusammen durch das am Trogende angebrachte Windwerk in der Weise auf- und abbewegt, daß das zunächst um einige Zentimeter allein gehobene Trogtor bei Fortsetzung seines Weges durch einen Mitnehmer S (s. Abb. 1) eine Knagge s des Kanaltores erfaßt und dieses mit in die Höhe nimmt.

Bevor aber die Tore geöffnet werden dürfen, ist der Spalt zwischen Trog und Stirnmauerwerk des Kanals wasserdicht abzuschließen. Diese Spaltdichtung besteht (Abb. 1) aus vierkantigen mit Hanfpolstern benagelten Hölzern, die auf einen dem äußeren Trogumfang angepaßten, genieteten Eisenrahmen aufgesattelt sind, der an dem Trog in der Weise angehängt ist, daß er sich durch eine Anzahl gleichmäßig verteilter Luftpressen parallel zu den Trogwänden um einige Zentimeter verschieben läßt, bis das Hanfpolster dichtend gegen das Mauerwerk angepreßt ist. Der zwischen dem eisernen Dichtungsrahmen und den Trogwandungen verbleibende Raum wird ebenfalls durch Hölzer v abgeschlossen, von denen der eine Teil auf dem Rahmen, der andere Teil auf den Trogwandungen befestigt ist und die während des Vorschubs des Rahmens aufeinander gleiten. Die Abdichtung zwischen den gleitenden Balken besorgt ein in sie eingelassenes Hanfpolster w und überdies überdeckt die Fuge zwischen den Balken wasserseitig ein Lederstreifen. Die Luftpressen werden durch einen meist ohnehin für die Luftbremsen erforderlichen Kompressor gespeist.

Wesentlich einfacher in seiner Anordnung und Bedienung erscheint auf den ersten Blick der torlose Tauchtrog, der aus einem rings von festen Wänden umschlossenen Becken besteht, das so tief in das Wasser eingetaucht wird, daß die Schiffe über seine Ränder hinwegfahren können. Natürlich müssen die Bedienungsstege, die man an beiden Längsseiten jedes Troges anordnen wird, beim Tauchtrog so hoch gelegt werden, daß sie sich bei dessen größter Tauchtiefe noch wenigstens ½ m über dem Wasserspiegel befinden. Dazu sind sie auf Gerüsten anzuordnen, die zugleich Gelegenheit zur Anbringung von Streichbalken bieten, durch die das einfahrende Schiff geführt und in die Möglichkeit versetzt wird, sich über dem ihm unsichtbaren Trog so hinzulegen, daß es bei dessen Hochgehen gewissermaßen von ihm aufgefischt wird.

Wenn der Trog keine Tore hat, so bedürfen auch die Haltungen keiner solchen und auch die Spaltdichtungen kommen dann nicht in Frage und bei dem Fortfall aller dieser beweglichen Teile schwindet die Möglichkeit mannigfacher Betriebsstörungen, doch entsteht dabei die Schwierigkeit, daß, wenn nicht besondere Maßnahmen dies verhindern, das von dem eintauchenden Trog verdrängte Wasser sich in die Kanalhaltung ergießt und hier die Schiffahrt beunruhigt und gefährdet. Wenn der Trog 2500 $m^3$ Wasser verdrängt, was ungefähr den heute üblichen Abmessungen entspricht, und wenn man ihm zum Eintauchen 250 s Zeit läßt, so müssen sich in jeder Sekunde 10 $m^3$ in die Haltung ergießen. Es würde sich nach einer von dem kürzlich verstorbenen Staatsrat Dr.-Ing. Koch in Darmstadt angegebenen Berechnungsweise mit einer Geschwindigkeit von $v = \sqrt{gh} = \sqrt{10 \cdot 2{,}5} = 5$ m/s eine Welle fortpflanzen, die bei einer Breite des Kanalspiegels von 34 m eine Höhe von $\frac{10}{5 \cdot 34} = 0{,}06$ m erreichen und daher auf einen Kahn von 20 $m^2$ Spantenquerschnitt einen Druck von 1,2 t ausüben würde, der ausreicht, um eine nicht mehr ganz neue zum Festmachen benutzte Hanftrosse bis an die Grenze ihrer Festigkeit zu beanspruchen und vielleicht zu sprengen.

Dazu kommt, daß ein Trog, dessen Gewicht durch Gegengewichte ausgeglichen ist — und bei so großen Maßen wird man einen Gewichtsausgleich stets anstreben —, überhaupt nicht zum Eintauchen gebracht werden kann, sofern man nicht in dem Augenblick, in welchem das Tauchen beginnen soll, entweder das Gegengewicht beseitigt oder seine Wirkung durch Aufbringen einer neuen Last auf der Trogseite aufhebt, die dem Auftrieb von 2500 t das Gleichgewicht halten muß.

Die sich hieraus ergebenden Aufgaben, nämlich die Ausschaltung der borenartigen Welle und die vorübergehende Belastung des Troges mit einem Gewicht von 2500 t lassen sich nun durch eine und dieselbe Maßnahme lösen, die darin besteht, daß man das verdrängte Wasser, statt es in die Haltung abfließen zu lassen, in Ballastspeicher pumpt, die mit dem Schiffstrog fest verbunden sind. Der Schiffstrog taucht dann genau in dem Maße in die Haltung ein, in welchem sich die Ballastspeicher füllen. Kein Tropfen verdrängten Wassers fließt in die Haltung ab, wie derselben auch kein Tropfen entzogen wird, wenn bei Beginn eines neuen Hubes durch das bloße Öffnen von Ausflußventilen die Speicher wieder entleert werden.

Die Ballastspeicher werden an den beiden Längsseiten des Schiffstroges so angeordnet, daß ihr Boden bei tiefster Tauchung noch eben den Wasserspiegel berührt. Sie verhindern damit zugleich, daß der Schiffstrog tiefer als beabsichtigt in das Wasser eintauchen kann und erzielen in der natürlichsten Weise eine Begrenzung des Hubes auf diejenige Höhe, die dem jeweiligen Kanalwasserstand entspricht.

Die gewählte Höhenlage der Speicher ist zugleich die wirtschaftlich günstigste, weil sie die geringstmögliche Förderhöhe der Pumpen zuläßt. Wenn der niederfahrende Schiffstrog mit dem Wasserspiegel in Berührung gelangt und soeben einzutauchen beginnt, befinden sich die Speicherböden in einer Höhe gleich der doppelten Kanaltiefe — bei den heute üblichen Maßen hierfür also 5 m — über dem Wasserspiegel, so daß die Pumpen bei Beginn ihrer Arbeit eine Förderhöhe von 5 m zu überwinden haben. Ist der Schiffstrog 2,5 m tief eingetaucht, so ist der volle Auftrieb vorhanden, die Speicher sind bis an den Rand gefüllt und ihr Boden befindet sich noch 2,5 m über dem Wasserspiegel. Wenn man daher den Speichern Höhen von 4,5 m gibt, so beträgt die Förderhöhe der Pumpen bei Beendigung ihrer Arbeit $4{,}5 + 2{,}5 = 7$ m, im Mittel also etwa 6 m.

Wenn, um bei den obigen Zahlen zu bleiben, die Pumpen in 250 s 2500 $m^3$ Wasser, in einer Sekunde daher 10 $m^3$ oder 10 000 kg durchschnittlich 6 m heben sollen, so entspricht das einer Leistung von

$$\frac{10\,000 \cdot 6}{75 \cdot 0{,}75} \cong 1067 \text{ PS}$$

oder

$$\frac{1067 \cdot 250}{36000} \cdot 0{,}736 \cong 55 \text{ kWh},$$

so daß bei einem Friedenspreis von 0,10 M/kWh die Kosten der Ballasthebung für einen einfachen Hub M 5,50 betragen.

Man wird die Leistung der Pumpen auf eine größere Zahl — vielleicht 10—12 Aggregate — verteilen und durch entsprechende Schaltungen dafür sorgen, daß, wenn eines derselben versagen sollte, die übrigen den Betrieb aufrecht erhalten.

Als Pumpen sind die von der M.A.N. ersonnenen und gebauten Schraubenschaufler vorgesehen. Auf einer in einem Kugellager hängenden Welle, die mit einem stehenden Motor gekuppelt ist, sitzen auf einer Nabe sternförmig drei messerartige Schaufeln aus Nickelstahl, die, durch den Motor in sehr rasche Umdrehung versetzt, das Wasser in dem sie umgebenden Pumpenrohr mit großer Gewalt etwa 2 bis 2,5 m in die Höhe schleudern. Um größere Förderhöhen zu erreichen, muß man mehrere derartiger Schaufelsterne oder kurz Schaufler übereinander auf der Welle verteilen. Die Pumpen sind von größter Einfachheit und Betriebssicherheit; sie besitzen keinerlei Ventile, Stopfbüchsen u. dgl. Ihre Hauptbestandteile sind die Schaufeln, auf deren Abmessungen und Material besondere Sorgfalt zu legen ist. Sie erreichen einen Wirkungsgrad von etwa 75 vH.

Die Pumpen bedürfen kaum der Bedienung. Es lassen sich leicht Vorrichtungen schaffen, durch die sie selbsttätig in Wirksamkeit gesetzt werden, sobald sich der Trogboden dem Wasserspiegel nähert und durch die sie wieder ausgeschaltet werden, sobald die Ballastspeicher bis an den Rand gefüllt sind. Um die Speicher zu entleeren, hat der Maschinenwärter auf dem Trog einen Hebel umzulegen, durch den gleichzeitig die sämtlichen Motoren angelassen werden, welche die Ausflußventile heben. Nach erfolgter Entleerung schließen sie sich selbsttätig.

Ein unvermeidlicher Nachteil, den der Tauchtrog mit sich bringt, besteht darin, daß er, um in die obere Haltung eintauchen zu können, die Abschlußdämme oder Mauern desselben überklettern, also eine nicht unerhebliche verlorene Steigung zurücklegen muß.

I.

## Das senkrechte Hebewerk.

Dasselbe ist durch einen schwimmenden Wagebalken gekennzeichnet, der an seinem einen Ende einen Trog — der entweder ein Tauchtrog oder ein Schleusentrog sein kann — und an seinem anderen Ende ein Gegengewicht trägt. Der Wagebalken setzt sich je nach der Länge des Troges aus einer geringeren oder größeren Anzahl von Rippen zusammen, die entweder sämtlich oder paarweise untereinander durch Querrahmen verbunden sind. Sie bestehen aus genietetem Eisenwerk und sind somit durch ihre Zuverlässigkeit und Dauerhaftigkeit anderen Huborganen, wie Ketten und Seilen, überlegen.

Der Trog ist am Wagebalken in einem Bolzengelenk aufgehängt, um das der Tauchtrog frei ausschwingen kann, während der Schleusentrog durch Führungen im Lot gehalten wird. Das Gelenk besteht aus den in die einzelnen Rippen des Wagebalkens fest eingebauten und genau axial eingerichteten Bolzen und den darüber geschobenen leicht beweglichen Walzenlagern.

Die axiale Ausrichtung aller dieser Bolzen wird durch eine steife Durchbildung des Eisenwerks gewährleistet. So wird der Trog zwischen zwei hohe Parallelträger eingebettet. Starke Querrahmen verbinden diese untereinander. Eine Windverspannung zwischen den Obergurten und die Blechhaut des Trogbodens zwischen den Untergurten vervollständigen die Aussteifung des Traggerüstes, die ihre Ergänzung findet durch die schon erwähnten Querverbindungen zwischen den einzelnen Rippen der Wagebalken.

Eine noch viel größere Last als das Troggelenk — nämlich etwa die 2½fache — hat das Stütz- und Drehgelenk des Wage-

balkens zu tragen, wobei es die gleiche Beweglichkeit haben muß. Deshalb ist es ein Schwimmergelenk, das aus einem oben abgeplatteten Eisenzylinder von 15—17 m Dmr. besteht, der in einem zu ihm konzentrischen Becken schwimmt, das mit Teer angefüllt ist.

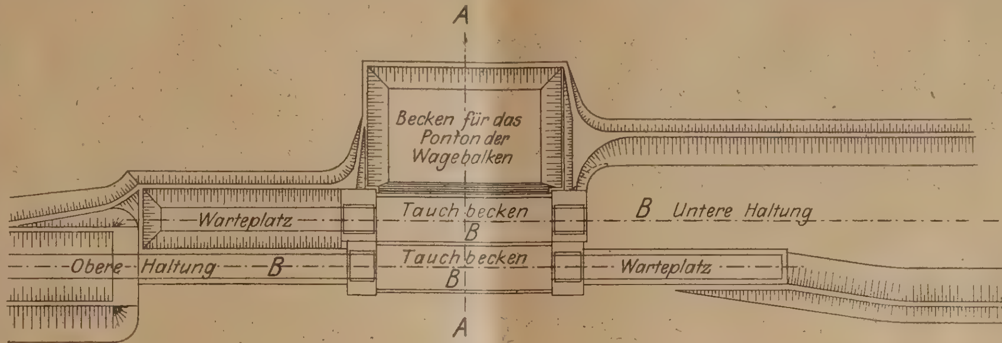



Abb. 2. Lageplan eines senkrechten MAN-Hebewerks mit Tauchtrog.

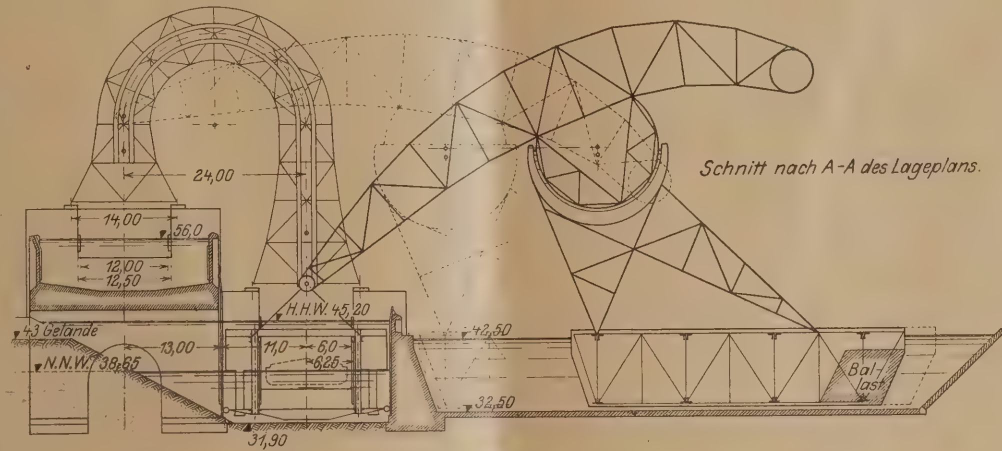



Abb. 3.

Durch passende Formgebung des Wagebalkens läßt es sich erreichen, daß der Schwerpunkt der gesamten auf dem Schwimmer ruhenden Last, nämlich des Troges, seines Gegengewichtes, der Wagebalken und des Schwimmers selbst in die Achse des letzteren fällt. Die Wagebalken befinden sich daher, von Zufälligkeiten, Ungenauigkeiten und einseitigen Windbeanspruchungen abgesehen in jeder Lage im Gleichgewicht und durch den für ihre Drehung erforderlichen Kraftaufwand sind nur Widerstände zu überwinden, aber keine Lasten zu heben.

Ursprünglich hätte man im Schwimmbecken eine Wasserfüllung angenommen. Bei Verwendung von Teer kann in Anbetracht dessen höheren spezifischen Gewichts der Durchmesser des Schwimmers in der Regel um mehrere Meter verkürzt werden. Um das doppelte Maß verkürzen sich die symmetrischen Wagebalken und die dadurch erzielten Ersparnisse an Eisengewicht reichen aus, um die Kosten des Teeres zu decken. Der Teer bietet den großen Vorteil, daß er nicht einfriert und daß er die mit ihm in Berührung kommenden Eisenteile, nämlich die Außenhaut des Schwimmers und gegebenenfalls auch die Innenwandung eines eisernen Schwimmerbeckens selbsttätig unter Anstrich hält. Gerade für diese Teile ist das von Wert, die bei Wasserfüllung unter Einstellung des Hebewerkbetriebes zwecks Erneuerung des Anstriches trockengelegt werden müßten.

Immerhin muß, wenn auch nur für seltene Fälle, die Trockenlegung des Schwimmerbeckens möglich sein. Zu dem Zweck sind auf dem Boden des Beckens Holzbalken befestigt, auf die der Schwimmer abgelassen werden kann. Betrachten wir nun die durch den Tauchtrog und den Schleusentrog bedingten besonderen Anordnungen.

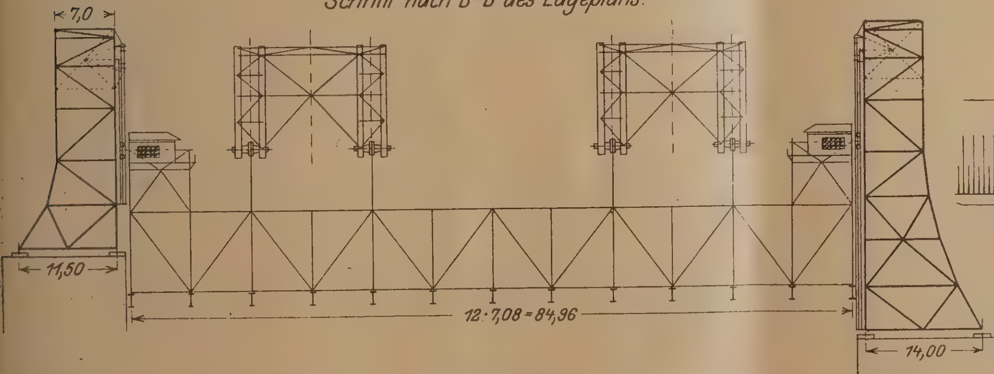



Abb. 4a.

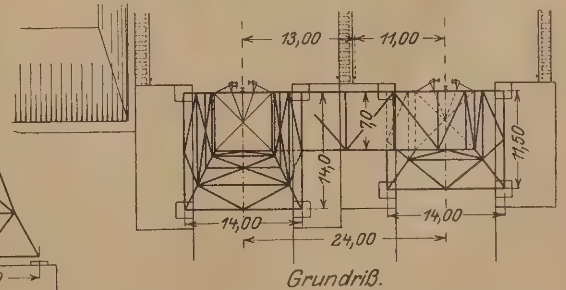



Abb. 4b. Grundriß eines Führungsgerüstes.

A.

Das senkrechte Hebewerk mit Tauchtrog (Abb. 2, 3 und 4).

Die Enden der Kanalhaltungen, die durch ein solches Hebewerk zu verbinden sind, müssen so zueinander liegen, daß der Trog durch die Vereinigung einer senkrechten Hebung mit einer Querbewegung aus einer Haltung in die andere befördert werden kann. Dazu ist nötig, daß die Haltungen in ihrer verschiedenen Höhenlage nebeneinander und gleichlaufend endigen. Ihr wagerechter Abstand wird unter den heute üblichen Verhältnissen etwa 20—25 m betragen. Dem Trog wird die senkrechte Bewegung durch Drehung des schwimmenden Wagebalkengelenks, die wagerechte Bewegung durch eine Seitenbewegung dieses Gelenks erteilt.

Nach dem schon im Jahre 1911 aufgestellten ersten Entwurf sollten beide Bewegungen des Gelenks in einem hoch über dem Erdboden angelegten Becken erfolgen, das, von seiner Kostspieligkeit abgesehen, auf die Gestaltung der Hebel, die bei ihren Bewegungen nicht an die Beckenwandungen anstoßen dürfen, einen ungünstigen Einfluß ausübte.

Statt dessen empfiehlt es sich, eine Trennung vorzunehmen:

Die Drehung in der den zylindrischen Schwimmer eng umschließenden mit Teer gefüllten Lagerschale zu vollziehen und für die Querbewegung das ganze Gelenk mittels eines Eisengerüstes auf ein Ponton zu stellen, das sich in einem zu ebener Erde befindlichen Wasserbecken hin- und herbewegen läßt.

Der Antrieb für beide Bewegungen erfolgt von dem Aufhängegelenk des Troges aus. Sowie dieses Troggelenk durch seine Führungen gezwungen wird, von der Kreisbahn abzuweichen, die es bei stillstehendem Schwimmergelenk um dieses beschreiben würde, muß das Schwimmergelenk selbst sich von der Stelle bewegen, wobei es das Ponton mitnimmt, das seinerseits dafür sorgt, daß die Bewegung auf wagerechter Bahn erfolgt.

Um dabei den zylindrischen Schwimmer sicher zu führen, ist er an seinen Stirnenden in seiner Achse mit Stirnzapfen versehen, welche Achsbüchsen tragen, die statt mit Lagerschalen mit Walzen ausgestattet sind und die wie die Achsbüchsen der Eisenbahnwagen in Achshaltern auf- und abwärts verschiebbar sind. Die Verschiebung ist aber nach oben begrenzt, und für gewöhnlich wird die Büchse infolge reichlicher Teerfüllung von unten her gegen diese Begrenzung angepreßt, und zwar mit

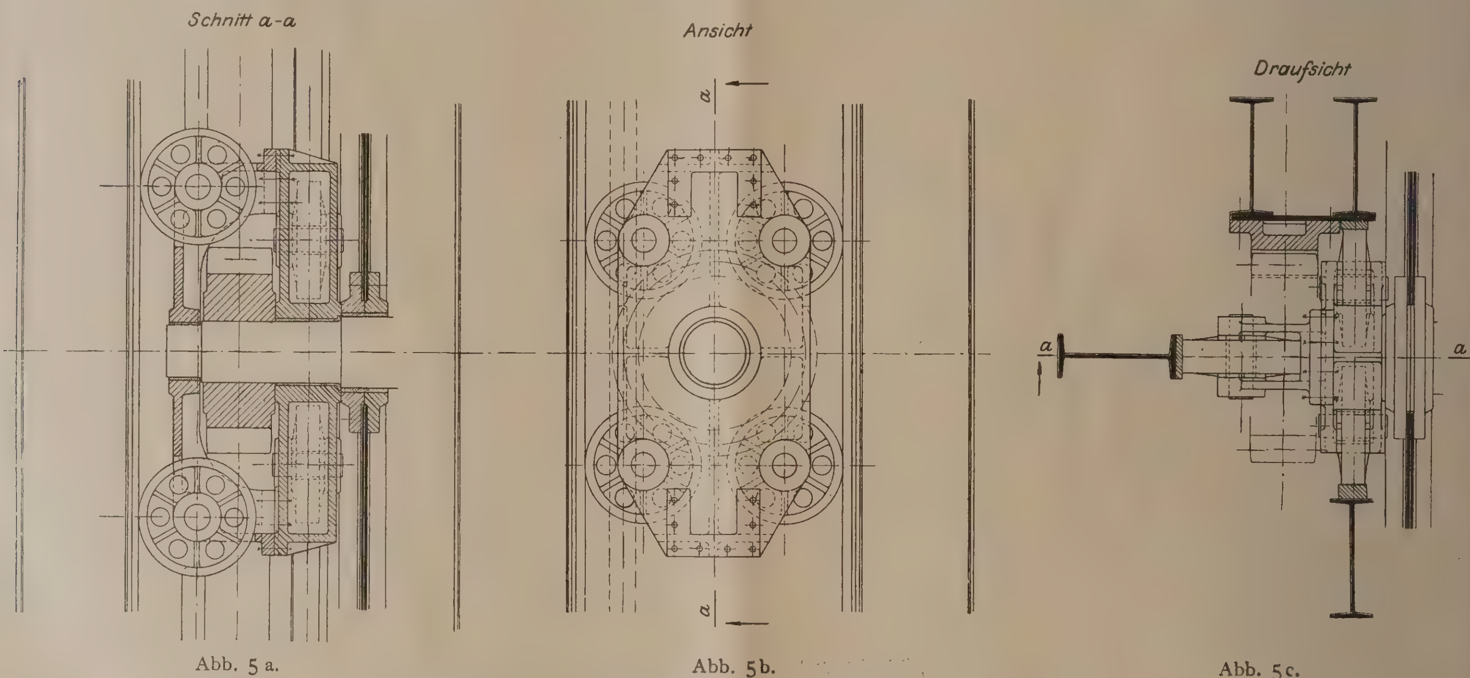



**Abb. 5a—c.** Stirnzapfen des Troges nebst Ritzel und Führungsrädern.

einer Kraft, die so groß ist, daß sie niemals etwa durch den auf Trog und Wagebalken wirkenden Winddruck entlastet werden kann, so daß stampfende Bewegungen des Schwimmers ausgeschlossen werden. Ist die Teerfüllung ungenügend oder wird sie absichtlich abgelassen, so bewegt sich die Achsbüchse in ihren Führungen abwärts, bis der Schwimmer auf dem Boden aufsitzt und die Stirnzapfen können niemals mit dem Schwimmergewicht belastet werden.

Ebenso ist auch das Ponton gegen stampfende und rollende Bewegungen zu sichern. Zu dem Zweck sind an den Enden seiner Seitenwände Rollen angebracht, die sich von unten nach oben gegen Führungsschienen stützen, die parallel zu der Bewegungsrichtung des Pontons an den Uferwänden oder an einem besonderen Eisenbeton-Pfahlwerk in den Uferwänden des Pontonbeckens angebracht sind. Auch hier muß der Druck gegen die Schienen wieder so groß sein, daß er niemals durch den Wind entlastet werden kann. Er wird auch bei dieser Einrichtung durch eine reichliche Füllung des Beckens erzeugt.

Der Wasserstand in dem Pontonbecken muß mit Rücksicht auf die zur Führung des Pontons notwendigen Einrichtungen stets auf gleicher Höhe gehalten werden, so daß das Becken nicht aus einer Erweiterung der unteren Haltung bestehen kann, wenn in dieser die Wasserstände stark wechseln.

Um möglichst kurze Hebel zu bekommen, wird man das Ponton durch die Wagebalken unsymmetrisch belasten und durch einen Ballastkörper das Gleichgewicht und die wagerechte Lage des Schiffes wieder herstellen.

Vor den beiden Trogstirnen befinden sich große Führungsgerüste, welche die Führungsschienen für das Troggelenk und die Zahnstangen für den Bewegungsantrieb tragen und die von ihnen aufgenommenen Kräfte in den Boden leiten. Abb. 5 zeigt die Führungsschienen und Zahnstangen in ihrer Lage zueinander nebst Führungsrädern und Antriebsritzel. Letztere sind an jedem Trogende auf Stirnzapfen vereinigt, die in achsialer Verlängerung des Troggelenks aus den Stirnen des Troggerüsts hervorragen.

Die Führungsschienen dürfen natürlich auch bei dem höchsten schiffbaren Wasserstand, der in einer Haltung möglich ist, nicht in den für die Schiffahrt frei zu haltenden Raum hineinragen. Dadurch bestimmt sich die Begrenzung der Schienen nach unten.

Andererseits muß auch bei dem niedrigsten in der gleichen Haltung möglichen Wasserstand das Troggelenk noch von den Schienen umfaßt werden. Dadurch bestimmt sich die Höhe des letzteren über dem Trogboden.

Um sein sicher geführtes Aufhängegelenk kann der Trog frei ausschwingen. Doch wird er sich in das Lot einstellen, solange das Gelenk in den geradlinigen lotrechten Führungsstrecken läuft. Beim Eintritt in die halbkreisförmigen Übergangsbögen wird es in wagerechtem Sinn abgelenkt. Aber dahin vermag ihm der Trog vermöge seiner Massenträgheit nicht sogleich zu folgen. Seine bisher lotrechte Mittelachse wird daher nunmehr mit dem Lot einen gewissen Winkel $\varphi$ bilden, und wenn das Gelenk dann plötzlich stillstände, würde der Trog anfangen zu pendeln und damit nicht aufhören, bis er in seine ursprüngliche Gleichgewichtslage zurückgekehrt wäre.

Das Gelenk wird aber nicht stillstehen, sondern wird sich mit seiner stets tangential zur Bahn gerichteten sich gleich bleibenden Geschwindigkeit gleichmäßig fortbewegen, wobei sich der Winkel $\varphi$ sogar noch so lange vergrößert, bis das Gelenk den Bogenscheitel erreicht hat. Von da aus nimmt bei der Weiterfahrt bis zum Bogenende $\varphi$ wieder langsam bis auf Null ab.

Um diese Bewegung noch näher zu verfolgen, stelle in Abb. 6 das Hängegelenk in einem Punkte des Übergangsbogens dar, dessen Tangente mit dem Lot den Winkel $\alpha$ einschließt. S sei der Schwerpunkt und K auf der Verlängerung von KS der „Schwingungspunkt" des Troges, d. h. der Endpunkt des mathematischen Pendels AK, das die gleiche Schwingungsdauer wie der Trog hat, so daß für vorstehende Rechnung dessen ganze Maße und also auch sein ganzes Gewicht in K vereinigt gedacht werden darf.

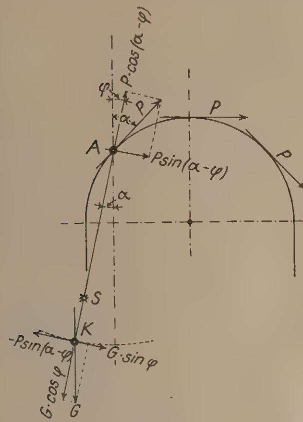


Abb. 6.

Von den durch Zerlegung der Kräfte P und G nach der Richtung AK und senkrecht dazu erhaltenen Seitenkräften haben diejenigen, welche in die Verbindungslinie AK fallen, nämlich $P \cdot \cos(\alpha - \varphi)$ und $G \cdot \cos\varphi$ keinen Einfluß auf das Ausschwingen des Troges. Die senkrecht dazu gerichtete Kraft $P \cdot \sin(\alpha - \varphi)$ dagegen kann als die Triebkraft angesehen werden, unter deren Einfluß sich das Troggelenk auf seiner halbkreisförmigen Bahn fortbewegt und dabei den Trog mitnimmt.

Um nun die relative Bewegung des Troges oder vielmehr seines Schwingungspunktes K gegenüber dem Troggelenk A und dem mit ihm fortschreitenden Raum zu ermitteln, muß die Triebkraft $P \cdot \sin(\alpha - \varphi)$ des fortschreitenden Raumes mit umgekehrtem Zeichen zu dem in K wirkenden Gewicht G hinzugefügt werden. Es ergibt sich dann für das Gleichgewicht der in A aufgehängten Massen die Bedingung:

$$(\overline{Ak}\,\varphi)\,G = \overline{Ak}\,P \sin(\alpha - \varphi)$$

oder:
$$\varphi = \frac{P}{G}(\sin\alpha\cos\varphi - \cos\alpha\sin\varphi)$$

woraus man für verschiedene Werte von $\alpha$, wenn man noch $P = 20$ t bis $40$ t, $G = 3000$ t, also ungünstigenfalls $\frac{P}{G} = \frac{40}{3000} = 0{,}0133$ setzt, folgende reellen Werte von $\varphi$ erhält (die übrigen sind imaginär):

| $\alpha = 0°$ | $\alpha = 45°$ | $\alpha = 90°$ | $\alpha = 135°$ | $\alpha = 180°$ |
|---|---|---|---|---|
| $\sin\alpha = 0$; $\cos\alpha = +1$ | $\sin\alpha = \cos\alpha = \frac{1}{2}\sqrt{2} = 0{,}707$ | $\sin\alpha = +1$; $\cos\alpha = 0$ | $\sin\alpha = -\cos\alpha = \frac{1}{2}\sqrt{2} = 0{,}707$ | $\sin\alpha = 0$; $\cos\alpha = -1$ |
| $\varphi = -0{,}0133 \sin\varphi$ | $\varphi = 0{,}0133 \cdot 0{,}707\left(1 - \varphi - \frac{\varphi^2}{2}\right)$ | $\varphi = 0{,}0133 \cos\varphi$ | $\varphi = 0{,}0133 \cdot 0{,}707\left(1 + \varphi - \frac{\varphi^2}{2}\right)$ | $\varphi = 0{,}0133 \sin\varphi$ |
| | wobei für $\sin\varphi$ und $\cos\varphi$ die ersten Glieder ihrer Reihen eingesetzt sind | | wobei für $\sin\varphi$ und $\cos\varphi$ die ersten Glieder ihrer Reihen eingesetzt sind | |
| $\varphi = 0$ | $\varphi = 0{,}0108 = 37'$ | $\varphi = 46'$ | $\varphi = 0{,}009 = 31'$ | $\varphi = 0$ |

Die Rechnung bestätigt, daß der Trog auf dem halbkreisförmigen Teil seiner Bahn um einen Winkel $\varphi$ aus dem Lot ausschlägt, der vom Bogenanfang bis zum Scheitel ständig wächst und von da ab bis zum Bogenende wieder bis auf Null abnimmt. Die gesamte Schwingungsdauer beträgt 3 min 42 s; denn so lange gebraucht das Troggelenk, um mit einer Geschwindigkeit von 17 cm/s den 37,699 m langen Halbkreis von 24 m Dmr. zu durchfahren. Der größte Ausschlag beträgt 46'. Dabei nimmt der Trog eine Querneigung von $\frac{13}{1000}$ an, so daß bei einer Breite von 12,5 m die eine seiner Längskanten sich um 8 cm heben, die andere um ebensoviel senken wird.

Aus dem geringen Ausschlag und der geringen Beweglichkeit der großen Massen darf noch gefolgert werden, was unter viel ungünstigeren Verhältnissen durch die Erfahrungen und eingehenden Versuche bei der Schwebebahn Elberfeld-Barmen bestätigt wurde, daß auch der Wind keine störenden Pendelbewegungen des Troges veranlassen kann.

Beim Absenken des Tauchtroges in das Wasser muß stets das Ballastwasser das Übergewicht über den Auftrieb haben, sonst senkt sich der Trog überhaupt nicht. Umgekehrt läßt sich der Trog nur aus dem Wasser herausheben, wenn der Auftrieb größer als das Ballastgewicht ist. Wenn er dabei nicht genau durch die Achse des Bolzens geht, an dem der Trog aufgehängt ist, so entsteht ein Drehmoment, das einen Ausschlag des Troges veranlaßt. Auch diese Bewegung läßt sich verhindern durch Führungsräder, die an den vier unteren Trogecken angebracht werden und auf Schienenlaufen, die in irgendwelcher Weise an den Umfassungswänden des Tauchbeckens oder an besonderen Führungspfählen befestigt sind. Die Schienen sind an ihren oberen Enden derartig abgebogen, daß der Trog von oben her sicher zwischen dieselben hineingeleitet wird.

Indem mittels des Troggelenks Trog und Wagebalken geführt werden, werden von ihm aus auch die Querbewegungen des das Schwimmgelenk tragenden Schiffes eingeleitet. Die Widerstände, welche sich diesen Bewegungen entgegenstellen, sind also ebenfalls durch die Laufrollen und Schienen der Trogführungen sowie durch die Antriebritzel aufzunehmen. Diese Kräfte werden sich, wie schon erwähnt, je nach den Witterungsverhältnissen auf 20—40 t belaufen und die erforderliche Maschinenkraft wird sich auf etwa 60—160 PS stellen. Man wird für ihre Erzeugung zwei gleich große Motoren so wählen, daß der eine für den gewöhnlichen Betrieb ausreicht, während der andere als Reserve dient und nur unter besonders ungünstigen Umständen mit dem anderen zugleich in Dienst gestellt wird.

Die Motoren werden mit den Vorgelegen für die Antriebräder auf Plattformen oberhalb des Troges aufgestellt. In die Windwerke sind elektrisch bediente Backenbremsen und Reibungskupplungen eingeschaltet, welche Überlastungen von den Motoren fernhalten sollen.

Der Betrieb der beschriebenen Einrichtung gestaltet sich nun in der Weise, daß, sobald das zu befördernde Schiff an den Pollern des Troges festgemacht ist, der Maschinist auf dem Troge die Motoren in Bewegung setzt, durch welche die Ablaßventile der Ballastspeicher geöffnet werden, die sich sogleich zu entleeren beginnen, so daß der Schiffstrog in die Höhe zu steigen anfängt. Damit dabei das in stetem Eingriff mit den Zahnstangen stehende Hubwindwerk des Troges nicht durchgezogen zu werden braucht, schaltet der Wärter nach Öffnen der Ventile noch einen kleinen Motor ein, der den Hubwindwerken die erforderliche Leerlaufgeschwindigkeit erteilt und den er wieder ausschaltet, sobald der Trog sich um 2,5 m gehoben hat, also sein oberer Rand aus dem Wasser auftaucht. Dann werden die Triebwerksmotoren angelassen und der Trog legt seine Luftfahrt zurück, bis er mit seinem Boden den Wasserspiegel der anderen Haltung erreicht und die Pumpenmotoren sich wieder selbsttätig einschalten. Zugleich schaltet der Wärter die Triebwerksmotoren aus und die Leerlaufmotoren ein und der Trog taucht in dem Maße, wie die Speicher sich füllen, bis zu 2,5 m Tiefe in das Wasser ein und sinkt infolge einer geringen Überlast, die man dem Ballast gegeben hatte, noch um weitere 2,5 m ein, bis bei einer Tauchtiefe von 5 m die Speicherböden den Wasserspiegel berühren, wodurch die Bewegung selbst-

tätig zum Stillstand kommt. Kurz vorher hatte der Wärter die Leerlaufmotoren abgestellt. Alsbald wird das Schiff wieder von seinen Pollern losgemacht, und wenn nun ein vom Kanal durch das Hebewerk getrennter Warteplatz für durchzuschleusende Schiffe vorhanden ist, so kann das aus dem Trog ausfahrende Schiff ein auf dem Warteplatz bereit liegendes Schiff an übergeworfener Trosse nach sich ziehen, bis letzteres sich über dem Trog befindet, worauf das Spiel von neuem beginnen mag.

Nachstehend sind für eine Hubhöhe von 36 m die Zeiten zusammengestellt, die für diese Bewegungen erforderlich sind, und die Geschwindigkeiten, mit denen sie sich vollziehen:

| | Weglänge m | Zeitdauer in Sekunden | Geschwindigkeit in cm/s |
|---|---|---|---|
| Herausheben des Troges aus dem Wasser | 5 | 90 | 5½ cm |
| Luftfahrt | 54 | 320 | 17 ,, |
| Eintauchen des Troges in das Wasser | 5 | 250 | 2 ,, |
| Aus- und Einfahrt der Schiffe | — | 420 | — |
| zusammen | 64 | 1080 | durchschn. 10 cm/s |

Es sind also für einen einfachen Hub 18 min oder einschließlich eines Zuschlages für unvorhergesehene Aufenthalte 22 min erforderlich, so daß bei 16 stündigem Arbeitsbetrieb täglich 43 Schleusungen vorgenommen werden können.

### B. Das senkrechte Hebewerk mit Schleusentrog (S. Abb. 7).

Damit der Schleusentrog sich den wechselnden Kanalwasserständen leicht anpassen läßt, muß er in jeder Höhenlage mit seiner Achse in der Lotebene der Kanalachse liegen. Der Trog darf sich also nicht etwa auf einem Kreissegment um ein festes Schwimmergelenk bewegen, sondern er muß seine Fahrt auf der Sehne des Segments ausführen und das Schwimmergelenk muß um das Maß des Bogenpfeils quer zur Trogachse ausweichen können. Das Teerbecken erhält die dazu nötige Ausweitung.

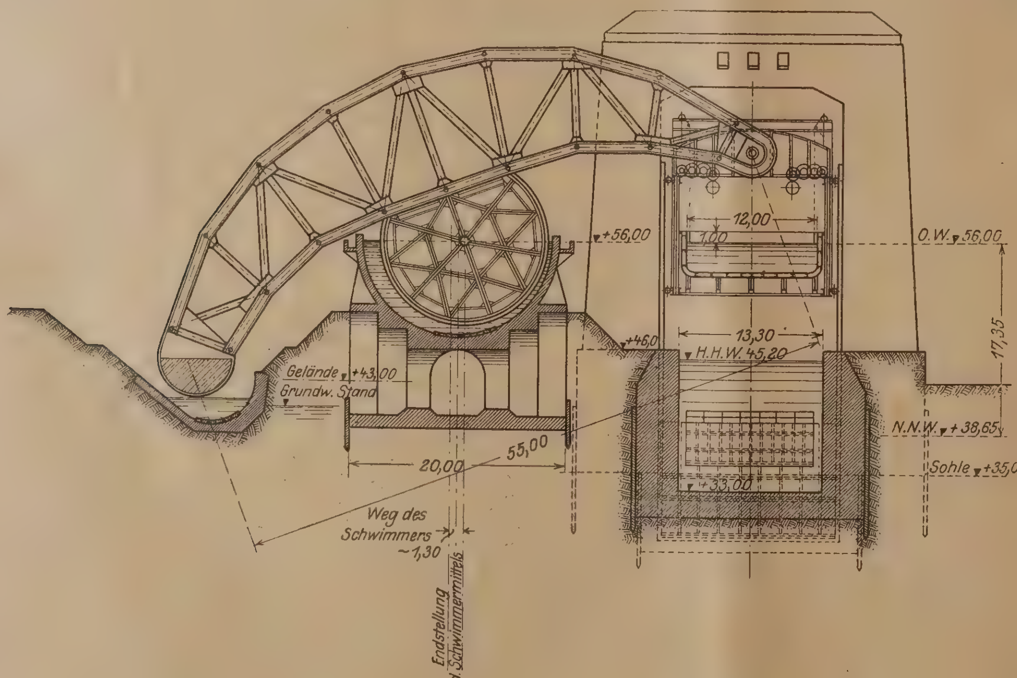



Abb. 7. Querschnitt durch ein senkrechtes MAN-Hebewerk mit Schleusentrog.

Es ist ferner nötig, daß die Abschlußöffnung des Kanals selbst den Wasserständen entsprechend lotrecht verschiebbar angeordnet werde. Zu dem Zweck wird sie in eine besondere Abschlußwand eingeschnitten, die sich in Falzen des Kanalhauptes dichtend und selbsttätig bewegt, indem sie sich mit dem steigenden Wasserstand hebt und mit dem fallenden senkt, so daß die Torschwelle immer 2,5 m unter dem Kanalspiegel liegt.

Die selbsttätigen Bewegungen werden mittels Schwimmerschalter eingeleitet, die auf den elektrischen Antrieb beiderseits in den Tornischen angebrachter Spindeln wirken.

Die Spaltdichtungen zwischen dem Kanaltor und dem Trog wurden schon vorhin beschrieben (Seite 1).

Die völlig geradlinige und lotrechte Bahn des Schleusentroges gestattet es, den Trog außer an seinem Aufhängegelenk auch an seinen Ecken zu führen.

Die Führungen werden zweckmäßig in zwei massive Portale eingebaut, von denen das eine mit dem Stirnmauerwerk der oberen Haltung, das andere mit dem der unteren Haltung vereinigt ist.

Die Längskräfte werden am Oberhaupt, die Querkräfte sowohl am Ober- wie am Unterhaupt durch Rollen aufgenommen, die zum Teil in der Höhe des Obergurts, zum Teil in der Höhe des Untergurts des Troggerüstes angebracht sind.

Auf einer zwischen den mittleren Querträgern in Höhe der Obergurte eingebauten Plattform befinden sich die beiden Motoren, die mittels Stirnrädervorgelegen zwei mit ihren eigenen Achsen parallele und über die ganze Troglänge durchlaufende mehrmals gelagerte Rohrwellen antreiben, die nur geringfügige Verdrehungen ihrer Enden zulassen und auf die vier an den vier Trogecken befindlichen Windwerke arbeiten. Vier Ritzel derselben greifen in ebenso viele Zahnstangen ein, die an beiden Portalen zwischen den Laufschienen der Querführungen angebracht sind und die Auf- und Abwärtsbewegung bewirken.

Die Wellen der beiden Motoren sind mit den ihnen jeweilig zugeordneten Rohrwellen durch Reibungskupplungen verbunden, die für ein bestimmtes unveränderliches Drehmoment eingestellt sind.

Auf der Motorwelle sitzt unmittelbar neben dem Motor eine Bremsscheibe, die für gewöhnlich von einer durch ein Gewicht betätigten Backenbremse festgehalten wird, so daß sie und mit ihr die Welle und der Motor sich erst drehen können, wenn durch Einschalten des Motors ein Elektromagnet in Wirksamkeit gesetzt wird, der das Bremsgewicht anhebt und dadurch die Bremse lüftet.

Wenn infolge von Wasserverlusten der Trog sich um ein gewisses Maß über seine normale oberste Stellung erhebt, so taucht an dem anderen Hebelende das Gegengewicht in einen wassergefüllten Graben — das Bremsbecken — ein, wobei ein Auftrieb entsteht, der bei dem halbzylindrischen Querschnitt des Gegengewichts von 20 m² und seiner Länge von 70 m allmählich von Null bis auf 1400 t anwächst.

Demgegenüber erreicht der Trog, selbst wenn in seinem Boden ein Leck von einem vollen Quadratmeter entsteht, schon in 22 s seine höchstmögliche Stellung und hat bis dahin einen Wasserverlust von 172 t. Es ist daraus zu schließen, daß

der durch das eintauchende Gegengewicht hervorgerufene Auftrieb für alle praktisch vorkommenden Fälle ausreicht, um eine kräftige und dabei elastische Abbremsung der Trogbewegung zu erreichen. Denn das ganze bewegte Eisenwerk ist im Augenblick seiner Abbremsung lediglich auf den Flüssigkeitspolstern des Schwimmerbeckens und des Bremsgrabens gestützt. In letzterem wird der Hauptstoß erfolgen, aber er wird dadurch gemildert, daß der eintauchende Halbzylinder ein allmähliches Wachsen des Auftriebes verursacht. Die im Schwimmerbecken auftretenden Stöße werden geringer sein, sie würden im schlimmsten Fall Brüche der Führungen verursachen können. Auf jeden Fall machen die getroffenen Maßnahmen es unmöglich, daß der hochfahrende Trog etwa gegen die Innenlaibungen seiner Führungsportale anstoßen kann. Vielmehr wird, sobald sein Wasserverlsut größer geworden ist als 1400 t, das Gegengewicht sich auf den Boden des Bremsgrabens aufsetzen. Von diesem Augenblick an drehen sich die Wagebalken nicht mehr um ihre Schwimmerachse, sondern um die Gerade, in welcher der Gegengewichtszylinder den Boden berührt.

Es seien nachstehend auch für den Schleusentrog die Zeiten zusammengestellt, die bei einer Hubhöhe von 36 m für seine Bewegungen erforderlich sind, wobei die gleiche Fahrgeschwindigkeit angenommen ist wie vorhin für den Tauchtrog:

| | Weglänge m | Zeitdauer in min | Geschwindigkeit in cm/s |
|---|---|---|---|
| Ausfahrt des geschleusten, Einfahrt u. Festmachen des zu schleusenden Schiffes | | 10 | |
| Schluß der Trog- u. Kanaltore, Aufhebung der Spaltdichtung | | 5 | |
| Fahrt | 36 | 3½ | 17 |
| Herstellung der Spaltdichtungen, Hebung der Tore | | 5 | |
| Aus- u. Einfahrt der Schiffe | | 10 | |
| Schluß der Tore, Aufhebung der Spaltdichtungen | | 5 | |
| Fahrt | 36 | 3½ | 17 |
| Herstellung eines Spaltdichtung, Öffnen der Tore | | 5 | |
| Dauer der Doppelhubes | | 47 | |
| Zuschlag für Unvorhergesehenes 25 vH | | 13 | |
| daher für einen Doppelhub erforderlich | | 60 min | |

so daß bei 16 stündigem Betrieb etwa 16 Doppelhübe oder 32 Einzelschleusungen möglich sind.

## C. Vergleich der senkrechten Hebewerke mit Tauch- und Schleusentrog.

Für beide Anordnungen sind genauere Entwürfe und Kostenanschläge durchgearbeitet worden. Zwar für verschiedene Hubhöhen, nämlich von 36 m für den Tauchtrog und von nur 17,35 m für den Schleusentrog. Trotzdem sollen die ermittelten Zahlen einem Kostenvergleich zugrunde gelegt werden. In der Tat ändern sich bei Vermehrung der Hubhöhe des Schleusentroges die Kosten des Eisenwerks sowie der maschinellen und elektrischen Anlagen fast gar nicht; Änderungen sind nur zu erwarten hinsichtlich der Kosten des Unterbaues. Doch sind diese wieder so sehr von den örtlichen Verhältnissen abhängig, daß es schwer ist, für sie eine zutreffende Mehrung in Ansatz zu bringen. Es ist dies für den Vergleich im Auge zu behalten.

Nachstehend sind nun sowohl die Kosten für die erste Anlage wie für die jährlichen Betriebskosten, alle in Vorkriegspreisen, zusammengestellt:

### A. Anlagekosten.

#### Bauliche Anlagen.

| Mit Tauchtrog | Mit Schleusentrog |
|---|---|
| Wagebalken, Trog, Gegengewicht, Schwimmerbecken, Führungstürme, Grundmauerwerk, Uferbefestigungen, Ausrüstungen an Pollern, Reibhölzern, Leitwerken, Verbindungstreppen usw. betriebsfertig. | |
| Verlängerung der oberen Haltung als Kanalbrücke zu einem Warteplatz, dgl. auch der unteren Haltung als Erdeinschnitt. Ponton mit Eisengerüst für das Schwimmerbecken. Becken für dieses Ponton; | Sicherheitstor zum Abschluß der oberen Haltung gegen das Hebewerk. Verstellbare Abschlußwand der oberen Haltung für die Anpassung an die wechselnden Wasserstände; |
| 4 420 000 M | 3 180 000 M |

#### Maschinelle und elektrische Anlagen.

| Mit Tauchtrog | Mit Schleusentrog |
|---|---|
| Vorgelege der Triebräder, Motoren, Anschluß des Hebewerks an das Netz der Überlandzentrale. | |
| Pumpenausrüstung, Abflußventile, Motoren dazu mit allem Zubehör: 510 000 M | 270 000 M |
| Verschiedenes: 70 000 „ | Verschiedenes: 50 000 „ |
| 5 000 000 M | 3 500 000 M |

(B. Betriebskosten umseitig.)

### Schlußbemerkungen.

Aus beiden Zusammenstellungen dürfen noch keine allgemeinen Folgerungen gezogen werden, weil die Unterbauten der einander gegenübergestellten Hebewerke weder — wie schon erwähnt — der gleichen Hubhöhe, noch auch demselben Gelände angepaßt sind. Es mußte eben vorhandenes Material benutzt werden, dessen Umarbeitung einen unverhältnismäßigen Arbeitsaufwand verursacht haben würde.

Aber man erkennt doch wenigstens, in welcher Höhenlage etwa die Zahlen, auf die es hier ankommt, zu suchen sind und wie sie sich ändern werden, wenn die Berechnungsgrundlagen sich ändern.

Nimmt man z. B. an, daß die Anlagekosten eines Schleusentrog-Hebewerks sich für eine Hubhöhe von 36 m um 0,5 Millionen Goldmark höher stellen als für eine Hubhöhe von 17 m, so daß durch die Verzinsung und Tilgung dieses Mehraufwandes die Betriebskosten um 25 000 M, also auf 278 000 M jährlich anwachsen, so werden die Kosten eines Hubes von 29,3 M auf $\frac{278\,000}{32 \cdot 270} = 32{,}2$ M/Hub steigen und damit den Hubkosten des Tauchtroges von 36,1 M/Hub sehr nahe kommen.

Im allgemeinen zeigen die Kosten des einzelnen Hubes der beiden Systeme einen geringeren Unterschied, als angesichts des längeren Weges und der verlorenen Steigung, die der Tauchtrog zurückzulegen hat und angesichts der bedeutenden Arbeit, die für ihn die Pumpen zu verrichten haben, erwartet werden sollte.

Es ist das die Folge der größeren Hubzahl, die der Tauchtrog dem Schleusentrog gegenüber in der gleichen Zeit auszuführen vermag, d. h. also eine Folge seiner größeren Leistungsfähigkeit, die auf die Zeitersparnisse zurückzuführen ist, die dem Wegfall des Öffnens und Schließens der Tore, dem Wegfall der Bedienung der Spaltdichtungen und der Benutzung der Wartehäfen zu verdanken sind. Sobald der aus dem Wasser emporgetauchte Trog etwa 5 m über dasselbe gehoben ist, kann das nächste zu schleusende Schiff die Tauchstelle durchfahren — wozu ihm etwa 20 min zur Verfügung stehen —, um sich im Wartebecken für die nächste Trogfahrt bereit zu halten und nach Ankunft des Troges von dem ausfahrenden Schiff über den Trog ziehen zu lassen.

Eine gleich vorteilhafte Anordnung läßt sich für den Schleusentrog nicht durchführen, weil der ihm für die Endstellungen seiner Hubbewegungen frei zu haltende Luftraum geradlinige Wasserverbindungen mit den Wartebecken sowohl

B. Betriebskosten.

Tauchtrog.

1. Verzinsung und Tilgung.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a) bauliche Anlagen: | 4 420 000 M | zu | 5 vH | | 221 000 M |
| b) maschinelle ,, | 280 000 ,, | ,, | 9 | ,, | 25 000 ,, |
| c) elektrische ,, | 230 000 ,, | ,, | 12 | ,, | 27 200 ,, |
| Verschiedenes: | 70 000 ,, | ,, | 5 | ,, | 3 500 ,, |
| | 5 000 000 M | | | | |

2. Anstrich, Beleuchtung, Spills usw. . . . . . . . 37 000 ,,
3. Personalkosten . . . . . . . . . . . . . . . . . . 20 000 ,,
4. Kraftbedarf.

Für eine Antriebkraft von 40 t und eine auf 0,20 m/s aufgerundete Geschwindigkeit ist eine Motorleistung erforderlich von

$$\frac{40\,000 \cdot 0{,}20}{75 \cdot 0{,}75} = 142 \text{ PS}$$

Zuschlag für Leerlaufmotoren 18 ,,
160 PS

Fahrtdauer 320 oder abgerundet 350 s

Für einen Hub: $\frac{350 \cdot 160 \cdot 0{,}736}{3\,600} = 12$ kWh

Pumpen f. d. Hub: $\frac{1070 \cdot 250 \cdot 0{,}736}{3\,600} = 55$ ,,

Zusammen für einen Hub . . . . . 67 kWh,
daher für 43 Hube täglich an 270 Tagen im Jahr:

$43 \cdot 270 \cdot 67 = 777\,870$ kWh

zu 0,10 M die kWh . . . . . . . . . . . . . . 77 787 ,,
zum Ausgleich . . . . . . 7 913 ,,
420 000 M

oder $\frac{420\,000}{43 \cdot 270} = 36{,}1$ M/Hub.

Schleusentrog.

1. Verzinsung und Tilgung.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a) bauliche Anlagen: | 3 180 000 M | zu | 5 vH | | 159 000 M |
| b) maschinelle ,, / c) elektrische ,, | 270 000 ,, | ,, | 10 | ,, | 27000 ,, |
| Verschiedenes: | 50 000 ,, | ,, | 5 | ,, | 2 500 ,, |
| | 3 500 000 M. | | | | |

2. Anstrich, Beleuchtung, Spills usw. . . . . . 30 000 ,,
3. Personalkosten . . . . . . . . . . . . . . 20 000 ,,

Für eine Antriebskraft von 40 t und eine auf 0,20 m/s aufgerundete Geschwindigkeit ist einschließlich Zuschlag für Leerlaufmotoren eine Motorleistung erforderlich von . . . 160 PS.

Fahrtdauer 210 oder abgerundet 250 s;

Für einen Hub $\frac{250 \cdot 160 \cdot 0{,}736}{3600} = 8\frac{1}{2}$ kWh,

Pumpen für Tore und Spaltdichtungen . . . . . . . . . 1 ,,

Zusammen für einen Hub . . ∽ 10 kWh,
daher für 32 Hube am Tage an 270 Tagen

$32 \cdot 270 \cdot 10 = 86\,400$ kWh

zu 0,10 M die kWh . . . . . . . . . . . . . . 8 640 ,,
zum Ausgleich . . . . . . 5 860 ,,
253 000 M

oder $\frac{253\,000}{32 \cdot 270} = 29{,}3$ M/Hub.

---

von der unteren wie von der oberen Haltung aus verbietet. Solche Verbindungen würden sich für das Hebewerk mit Schleusentrog nur als Umgehungskanäle herstellen lassen, die in der oberen Haltung größtenteils auf Brücken zu legen wären und daher sehr teuer würden. Dazu kommt die in dem torlosen Trog liegende große Betriebssicherheit.

Die Wahrscheinlichkeit, daß ein Trog — sei er nun mit Toren versehen oder nicht — durch ein Schiff beschädigt werde, liegt nur solange vor, als das Schiff noch nicht an den Pollern festgemacht ist und sich noch gegen den Trog bewegen kann, also während seiner Ein- und Ausfahrt. Mit dem Tauchtrog kommt das Schiff bei seiner Ein- und Ausfahrt aber überhaupt nicht in Berührung, denn es fährt über ihn hinweg, geführt durch Streichbalken, die an den Eisengerüsten der beiderseitigen Bedienungsstege befestigt sind.

Sollte das Schiff an den Pollern dieses Steges einmal unrichtig oder ungenügend festgemacht worden sein, so daß es sich beim Hochgehen des Troges etwa auf eine von dessen Stirnwänden aufsetzt, so wird man das an der Schiefstellung von Trog und Schiff sofort bemerken und mittels der Pumpen die Trogbewegung rückgängig machen.

Wenn dabei die Trogwand durch die Schiffslast beschädigt oder undicht geworden ist, so entsteht dadurch, solange der Trog sich noch unter Wasser befindet, noch kein Auftrieb, der eine unfreiwillige Auffahrt zur Folge haben könnte, und es wird daher möglich sein, vor allem das Schiff wieder in die Haltung zurückzuholen und dann durch passende Regelung des Wasserballastes den Trog soweit zu heben, als dies nötig ist, um ihn bequem ausbessern zu können. Das ihm dabei entströmende Leckwasser ist zur Erhaltung des Gleichgewichtes an den Wagebalken durch Auffüllung der Ballastspeicher zu ersetzen.

Die hiernach möglichen Beschädigungen des Tauchtroges lassen sich also sowohl leichter vermeiden wie auch leichter ausbessern als die Beschädigungen, denen ein Schleusentrog z. B. durch die Einfahrt eines Schiffes bei stürmischem Wetter ausgesetzt ist, dessen Ausbesserung alsdann dadurch erschwert wird, daß vorher das Schiff nicht aus demselben entfernt werden konnte.

Dazu kommt eine zweite Gruppe möglicher Störungen, die beim Tauchtrog durch das Versagen der Ballastpumpen, beim Schleusentrog durch Beschädigungen der Abschlußtore oder der verschiebbaren Kanalabschlußwände oder endlich durch das Versagen der Spaltdichtungen entstehen könnten.

Beide Arten von Störungen sind in ihren Folgen auf den Betrieb von sehr verschiedener Tragweite. Lassen sich die Tore des Schleusentroges oder der Kanalhaltungen aus irgendeinem Grunde nicht bewegen oder sind sie undicht oder wirken die Vorrichtungen für die Spaltdichtungen oder für die Anpassung an die Wasserstände nicht in der erforderlichen Weise, so können dadurch nicht nur für das Hebewerk, sondern auch für den Kanalbetrieb Unzuträglichkeiten und selbst Gefahren entstehen. Versagt dagegen einmal einer der 10 oder 12 Schraubenschaufler des Tauchtroges, so wird sich der Trog mit etwas geringerer Geschwindigkeit in die Tiefe bringen lassen, aber das Hebewerk wird nicht gefährdet und sein Betrieb erleidet keine Unterbrechung. Das Versagen eines Schauflers läßt sich überhaupt nur durch den Bruch einer Schaufel — verursacht etwa durch einen in das Pumpenrohr geratenen Fremdkörper — oder durch das Aussetzen des Motors erklären. Es ist unwahrscheinlich, daß sämtliche Pumpen infolge von Bruchschäden gleichzeitig versagen. Das könnte nur durch das Aussetzen der Stromzuführung verursacht werden; damit ist aber heutigen Tages, wo ein immer dichter werdendes Netz unter sich verbundener Starkstromleitungen das Land überspannt, immer weniger zu rechnen.

Diese Vorzüge des Tauchtroges, die alle auf seiner großen Einfachheit und dadurch ermöglichten derben Bauart beruhen, sollten in Zukunft in jedem Einzelfall dazu führen, den Tauchtrog mit dem Schleusentrog durch Aufstellung eines eingehenden Entwurfs und Kostenanschlages in Wettbewerb treten zu lassen.

Die Einfachheit ist die vornehmste Anforderung, die an ein Bauwerk von der Bedeutung eines Schiffshebewerks gestellt werden muß, und sie wird durch eine mäßige Mehrung der Anlage- und Betriebskosten nicht zu teuer erkauft werden.

(Schluß folgt.)

# ÜBER KNICKVERSUCHE.

*Von W. Rein, Berlin-Lichterfelde.*

***Übersicht.*** Im Zusammenhang mit den Beratungen und Arbeiten des Ausschusses für Versuche im Eisenbau werden die versuchs- und materialtechnischen Grundbedingungen für Versuche zur Gewinnung einer der theoretischen möglichst angenäherten Knickspannungslinie für Flußeisen im plastischen Knickbereich besprochen. Die kritische Betrachtung der Ergebnisse einer Vorversuchsreihe und der Arbeiten anderer Forscher führt zu besonderen Anforderungen, die an die Beschaffenheit der Versuchsstäbe, deren Zentrierung und an ihre Lagerung zu stellen sind. Durch Verwendung einer besonders konstruierten Schneidenlagerung sind mit Hilfe eines neuartigen Zentrierverfahrens Versuchsergebnisse erzielt, die eine gute Annäherung an diese Grundbedingungen zeigen. Da aber die vor dem Versuch ausgeglühten Versuchsstäbe offenbar infolge des Glühens zu weich und unterschiedlich wurden, ist eine Wiederholung der Versuche mit gleichmäßigeren Stäben üblicher Güte notwendig.

Sowohl die vollständige Lösung des Knickproblems als auch die Erfüllung von Teilaufgaben bilden nach wie vor das Ziel unablässiger Forschungen und Versuche. Auch der Widerstreit der Meinungen in der Fachpresse will nicht zur Ruhe kommen, namentlich seitdem der Normenausschuß der deutschen Industrie Vorschläge für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen aufgestellt hat. Inzwischen hat die deutsche Reichsbahn mit der Herausgabe der „Vorschriften für Eisenbauwerke" ein neues Verfahren zur Berechnung von Druckstäben eingeführt. Die diesem Verfahren zugrunde gelegte Knickspannungslinie folgt im elastischen Knickbereich bis $\frac{l}{i} = 100$ der allgemein als zutreffend anerkannten Eulerschen Hyperbel und nähert sich dann geradlinig im plastischen Knickbereich der Streckgrenze, die bei $\frac{l}{i} = 60$ erreicht wird, um dann der Streckgrenze zu folgen. Damit ist eine Annahme gemacht, die dem heutigen Stand der Versuchsforschung mit großer Annäherung entsprechen dürfte, und es ist gleichzeitig eine Lücke geschlossen, die für das Gebiet des Eisenbaues besonders bedeutungsvoll ist, weil die weitaus meisten Druckstäbe Schlankheitsverhältnisse $\frac{l}{i} < 100$ aufweisen. Das Versagen solcher Stäbe tritt bekanntlich bei Beanspruchungen ein, die oberhalb der Proportionalitätsgrenze liegen, und die im wesentlichen eine Funktion der Druckdehnung sind. Die von Engesser, von Karmann und anderen Forschern aufgestellten Beziehungen gestatten zwar die Errechnung der Knickspannung aus der Druckdehnungskurve des Baustoffes, aber die Ermittlung der Druckdehnungen zwischen Proportionalitätsgrenze und Streckgrenze durch den Versuch ist nicht einfach, und sie wird namentlich durch die Geschwindigkeit der Belastung nahe bei der Streckgrenze erheblich beeinflußt. Zuverlässigere Ergebnisse können daher nur von Knickversuchen erwartet werden; aber auch hierbei sind Versuchsergebnisse, welche möglichst frei von störenden Nebeneinflüssen eine ideelle Knickspannungslinie für den plastischen Knickbereich liefern sollen, an Voraussetzungen und Bedingungen gebunden, die nur sehr schwer erfüllbar sind.

Neben anderen Forschern befaßt sich seit geraumer Zeit auch der im Jahre 1907 durch den Deutschen Eisenbau-Verband gegründete Ausschuß für Versuche im Eisenbau mit der Lösung der Knickfrage auf versuchstechnischem Wege, und die bisherigen Versuche dieses Ausschusses sind durch dessen besondere Berichte wie auch durch Veröffentlichungen in der Fachpresse bekannt geworden[1]). Diese früheren Arbeiten des Ausschusses hatten die Lösung von Sonderaufgaben zum Ziel. Man wollte zunächst die Frage der einwandfreien Bindung gegliederter Druckstäbe zu klären versuchen, da mehrere Unglücksfälle Fehlern auf diesem Gebiet zuzuschreiben waren. Kennzeichnend für die Einleitung dieser Arbeiten war ein Vorschlag, den der verstorbene Vorsitzende des Ausschusses, Baurat Seifert, machte, und der dahin ging, zunächst von systematischen Versuchen zwecks Aufstellung einer Knickformel abzusehen, und nur größere gegliederte Stäbe, wie sie im Eisenbau vorkommen, zu untersuchen. Dieser Vorschlag führte zur Beschaffung der großen 3000 t-Prüfmaschine[2]) und zu den Versuchen mit den Ruhrorter, Kölner und Hamburger Stäben. In den nachfolgenden Beratungen des Ausschusses kam es mehrfach zur Aufstellung von systematischen Arbeitsplänen, die teilweise auch exzentrische Knickung und Biegeversuche zur Ermittlung der tatsächlich wirksamen Trägheitsmomente gegliederter Druckstäbe umfaßten. Durch den Krieg kamen alle diese Arbeitspläne bereits in ihren Anfangsstadien zum Erliegen. Die Beratungen des Ausschusses in der Nachkriegszeit zeitigten wiederum neue Arbeitspläne, die jedoch ausschließlich zentrische Knickversuche vorsahen. Ein Teil dieser Arbeitspläne konnte in den letzten Jahren in Form von Vorarbeiten auch durchgeführt werden. Die Besprechung der Ergebnisse führte zu eingehender Erörterung der versuchstechnischen Grundlagen und schließlich zu Beschlüssen, welche die Gewinnung einer ideellen Knickspannungslinie für Bauwerksflußeisen im plastischen Knickbereich anstreben. Die nachfolgenden Betrachtungen fußen, ohne daß dies aus praktischen Gründen immer erwähnt wird, zum Teil auf diesen Beschlüssen. Es möge daher vorausgeschickt werden, daß innerhalb des Ausschusses für Versuche im Eisenbau weder über den einzuschlagenden Weg noch über die versuchstechnische Durchführung Übereinstimmung herrschte, und daß mithin die nachstehenden Ausführungen nicht die Anschauung aller Mitglieder des Ausschusses wiedergeben. Das Zahlenmaterial der verschiedentlich angeführten Versuchsergebnisse stammt vom Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde, wo die Versuche mit gewohnter Sorgfalt durchgeführt wurden.

Wie das Vielerlei der behördlichen Vorschriften zeigt, verfügen wir für das Gebiet der plastischen Knickung über keine so allgemein anerkannte Beziehung für die Berechnung von Druckstäben, wie sie die Euler-Formel für das elastische Gebiet darstellt. Das einzig unumstritten Brauchbare, was uns heute zur Verfügung steht, sind die mit Modellen aus Stahl von Karmann gewonnenen Versuchsergebnisse. Mit erheblichen Unterschieden der Knickspannung für Flußeisen von derjenigen für Stahl ist im plastischen Bereich der verschiedenen Streckgrenzen wegen aber immerhin zu rechnen. Die in Mitteleuropa wohl am meisten verwendete Tetmajer-Formel verkörpert zweifellos eine bedeutungsvolle Entwicklungsstufe; ihre Richtigkeit wird aber auf der einen Seite ebenso heftig verteidigt, wie sie auf der anderen Seite eifrig bestritten wird. Mangels besserer Beziehungen muß die Anwendung der Tetmajer-Formel als Notbehelf angesprochen werden, denn neben der großen Streuung der Tetmajerschen Versuchsergebnisse zeigen sowohl der Verlauf der Druckdehnungslinie als auch die Karmannschen Versuchsergebnisse, daß die Knickspannungen im plastischen Bereich keineswegs einer Geraden folgen.

Geheimrat Zimmermann hat auch kürzlich, Seite 173 der Zeitschrift „Der Bauingenieur", 1922, nachgewiesen, daß Tetmajer seine Versuche nicht richtig ausgewertet hat, wenn man voraussetzen darf, daß bei der Versuchsdurchführung keine die Knicklasten erhöhenden Umstände eintraten. Tet-

[1]) Verhandlungen des Vereins zur Förderung des Gewerbefleißes, 1912, Heft IX, S. 507; 1914, Heft III, S. 147. — Der Eisenbau, 1914, S. 41. — Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau, 1915, Heft 1, Ausgabe B, S. 41; 1920, Heft 2, Ausgabe A, S. 1. — Der Bauingenieur, 1922, S. 135.

[2]) Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 1912, S. 479. — Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau, 1915, Heft 1, Ausgabe B, S. 11.

majer gibt selbst zu, daß eher das Gegenteil der Fall war, indem er sehr niedrig ausfallende Versuchswerte durch ungenügende Geradheit, zufällige Querschnittsänderungen und Materialfehler erklärt. Ein Teil seiner Stäbe hat sich auch in Richtung des größten Trägheitshalbmessers ausgebogen, das beweist, daß in dieser Richtung Fehlerhebel vorhanden waren, die zweifellos Zusatzspannungen hervorgerufen und damit das Ergebnis vermindernd beeinflußt haben müssen. Auch durch das Geraderichten der Versuchsstäbe vor dem Versuch sind unzweifelhaft Anfangsspannungen in dem Material und damit weitere Fehlerquellen hervorgerufen. Die Tetmajer-Formel enthält, da sie auf einer die weit verstreuten Versuchsergebnisse ausgleichenden Geraden fußt, mithin den Einfluß vieler Unregelmäßigkeiten, die wir bei Bauausführungen in dem Sicherheitsgrad unterzubringen haben, während auf der anderen Seite bei diesen Versuchen Verhältnisse, welche die Bruchlast erhöhen, kaum in Betracht kamen. Selbst wenn durch erhebliche Formänderung der verwendeten Spitzen und Pfannen oder gar durch Brüche der Spitzen, wie sie bei diesen Versuchen tatsächlich vorgekommen sind, eine mehr oder weniger große Einspannung der Stäbe eintrat, so konnte im plastischen Knickbereich, wie bekannt, der Einfluß derselben nur eine ganz bescheidene Erhöhung der Bruchlast zur Folge haben. Nach diesen Erkenntnissen hat eine weitgehenden Ansprüchen gerechtwerdende Versuchsdurchführung die größte Sorgfalt zuzuwenden:

1. der Beschaffenheit der Versuchsstäbe,
2. der Zentrierung und
3. der Lagerung.

Die Beschaffenheit der Versuchsstäbe.

Bei den früheren Beratungen des Ausschusses für Versuche im Eisenbau bestand lange Zeit eine fast allgemeine Abneigung gegen die Verwendung von sogenannten Modellstäben. Erst die Mißerfolge einer größeren Zahl von Vorversuchen mit praktischen Walzstäben haben gezeigt, daß selbst bei sorgfältigster Auswahl der Stäbe die Versuchsdurchführung mit einer großen Zahl von Fehlern behaftet wird und daß die zu erwartenden Ergebnisse einen wesentlichen Fortschritt gegenüber den Tetmajerschen Versuchen nicht versprechen. Bekanntlich ist gerade im unelastischen Knickbereich der Einfluß kleiner Fehlerhebel und Unregelmäßigkeiten im Baustoff bedeutend. Verschiedene Forscher, namentlich Müller-Breslau, empfehlen daher, jeden Knickstab mit einer angenommenen Anfangskrümmung zu berechnen. Die praktischen Walzstäben anhaftenden Fehler sind teilweise gar nicht erkennbar und lassen sich auch durch Geraderichten und noch so sorgfältiges Einrichten der Stäbe nicht ausmerzen. Zunächst enthalten diese Stäbe, abgesehen von mehr oder weniger großer Inhomogenität gewisse Walzspannungen und Krümmungen. Kaltes Nachrichten der Stäbe vor dem Versuch bringt unzweifelhaft neue Anfangsspannungen in die Stäbe. Warmes Nachrichten gibt keine Gewähr, daß sich die Stäbe beim Erkalten nicht wieder verziehen. Nach den mit den Vorversuchen gemachten Erfahrungen ist ferner nur selten eine Übereinstimmung der maßgebenden Querschnitte in der Stabmitte mit den Endquerschnitten vorhanden. Verschärft werden solche Fehler bei Walzprofilen mit nur einer Symmetrieachse, da man in der Regel für die tatsächliche Lage der Trägheitsachsen keinen Anhalt hat. Alle diese Nachteile hat Karmann bei seinen Versuchen mit bearbeiteten Modellstäben rechteckigen Querschnitts bis zu einer gewissen Grenze erfolgreich umgangen, und auch der Versuchsausschuß sah sich auf Grund dieser Erfahrungen veranlaßt, Versuche mit ähnlichen Modellstäben aus Flußeisen in Aussicht zu nehmen. Zur Beseitigung etwaiger Walzspannungen würde unter Umständen vorsichtiges und mäßiges Ausglühen der Stäbe vor der Bearbeitung empfehlenswert sein. Darüber hinaus können gleichartige Festigkeitseigenschaften und möglichste Homogenität noch in etwa gewährleistet werden, wenn diese Modellstäbe aus dem mittleren Teil eines und desselben Blockes von guter Beschaffenheit entnommen werden.

Die Zentrierung.

Mit der Verwendung derartiger Modellstäbe sind die Hauptschwierigkeiten eines guten zentrischen Einbaues der Stäbe in die Prüfmaschine beseitigt. Dessenungeachtet möge kurz auf die verschiedenen Verfahren des Einrichtens der Versuchsstäbe eingegangen sein. Bei einer größeren Materialprüfungsanstalt war es üblich, die Endquerschnitte der Versuchsstäbe sorgfältig auszumessen, darnach die Schwerachsen und den Schwerpunkt zu bestimmen und dann diese Endschwerpunkte mit der Maschinenachse in Übereinstimmung zu bringen. Andere Anstalten haben sich durch Unterlegen von Kopierpapier in der Presse einen genauen Abdruck der Endquerschnitte zu verschaffen versucht und darnach die Stäbe eingebaut. Diese Verfahren geben aber keine Gewähr dafür, daß auch die maßgebenden mittleren Querschnitte in der Maschine zentrisch gelagert sind, denn selbst bei genau geraden Stäben können diese mittleren Querschnitte durch geringfügige Verdrehungen oder Querschnittsänderungen von den Endquerschnitten wesentlich abweichen. Karmann hat mit gutem Erfolg ein anderes Verfahren eingeschlagen. Mit Hilfe besonderer Einstellvorrichtungen hat er die Stäbe so lange verschoben, bis er bei ausreichenden Anfangslasten überhaupt keine oder nur verschwindend kleine Ausbiegungen in der Mitte erhielt. Auch für praktische Walzstäbe erscheint dieses Verfahren das gegebene. Trotz alledem muß auch dann noch mit erheblicher Streuung der Versuchsergebnisse gerechnet werden, denn man kann wohl für eine bestimmte Stabkraft den Einfluß von Unregelmäßigkeiten durch Gegenhebel aufheben. Der Gleichgewichtszustand gilt, wie die Zimmermannschen Ausführungen am Schlusse dieses Aufsatzes beweisen, aber nur für diese bestimmte Stabkraft; mit ihrer Veränderung wird er sofort verschwinden und entweder dem künstlichen Gegenhebel oder den im Stab vorhandenen Unregelmäßigkeiten überwiegenden Einfluß gestatten.

Neuerdings haben Geheimrat Zimmermann und Geheimrat Müller-Breslau Beziehungen aufgestellt, die es ermöglichen, die bei einem eingebauten Stab vorhandenen Fehler-

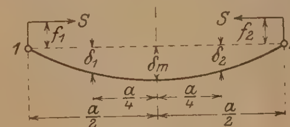


Abb. 1.



Abb. 2.

hebel aus den bei Anfangsbelastungen beobachteten Neigungsänderungen der Stabenden bzw. aus den gemessenen Ausbiegungen der Stäbe zu berechnen. Diese Beziehungen konnten bei den jüngsten Arbeiten des Ausschusses für Versuche im Eisenbau mit gutem Erfolg verwertet werden. Mit den von Geheimrat Zimmermann gewählten Bezeichnungen sei nachstehend das Verfahren in gekürzter Form wiedergegeben. Die genaue Herleitung findet sich in einer besonderen Abhandlung: „Die Lagerung bei Knickversuchen und ihre Fehlerquellen" in Heft XII 1922 der Sitzungsberichte der Preuß. Akademie der Wissenschaften.

Mit Bezug auf die in nebenstehenden Abb. 1 u. 2 eingetragenen Bezeichnungen ergeben sich die Fehlerhebel

$$f_1 = g\,\delta_1 - k\,\delta_2$$
$$f_2 = g\,\delta_2 - k\,\delta_1$$

Die Größen g und k sind Funktionen von E, J und von der Stabkraft S, die beliebig, aber so, daß die Spannung des Stabes innerhalb der Elastizitätsgrenze bleibt, gewählt werden kann. Sie lassen sich aus dem Wert $\frac{S}{K_0}$ berechnen, worin $K_0$ die Knicklast für den gleichen Stab nach Euler bedeutet, also bei achsrechter Belastung und mit frei drehbaren Enden. In Abb. 3 sind die Werte g und k als Kurven aufgetragen. Für verschiedene Verhältnisse $\frac{S}{K_0}$ sind auch die zugehörigen Zahlenwerte angegeben.

Für die Werte $\delta_1$ und $\delta_2$ ist das Vorzeichen beliebig, aber für gleich gerichtete Abweichungen von der Stabachse gleich zu wählen. Weichen die Viertelspunkte der Stabachse (Abb. 2) nach entgegengesetzter Richtung aus, so müssen $\delta_1$ und $\delta_2$ verschiedene Vorzeichen haben. Gleiche Bedeutung kommt naturgemäß auch den Vorzeichen der zu ermittelnden Fehlerhebel zu.

Die in der Stabmitte gemessene Ausbiegung $\delta_m$ gestattet unter Benutzung der Beziehung:

$$\frac{f_1 + f_2}{2} = m\,\delta_m$$

eine wertvolle Kontrolle, wobei m, dessen Werte ebenfalls in Abb. 3 als Kurve eingetragen sind, wiederum eine Funktion von S, E und J bedeutet. Mit Hilfe dieser Beziehung kann man nachprüfen, ob die Ausbiegungen der Stabachse hauptsächlich Folgen der Fehlerhebel $f_1$ und $f_2$ sind. Ist die Bedingung $\frac{f_1 + f_2}{2} = m\,\delta_m$ genügend erfüllt, so hat man eine erhöhte Wahrscheinlichkeit dafür, daß die Stabachse annähernd gerade ist und daß die Stabquerschnitte überall gleich sind. Weichen die beiden Seiten dieser Beziehung stark voneinander ab, so muß man schließen, daß noch andere Ursachen als die Fehlerhebel die Ausbiegungen $\delta$ beeinflussen. Das vorstehend angegebene Verfahren gilt streng genommen nur dann, wenn die Stabenden mit den Drehachsen zusammenfallen, d. h. die Stablänge a übereinstimmt mit der Knicklänge. In der Regel ist aber durch

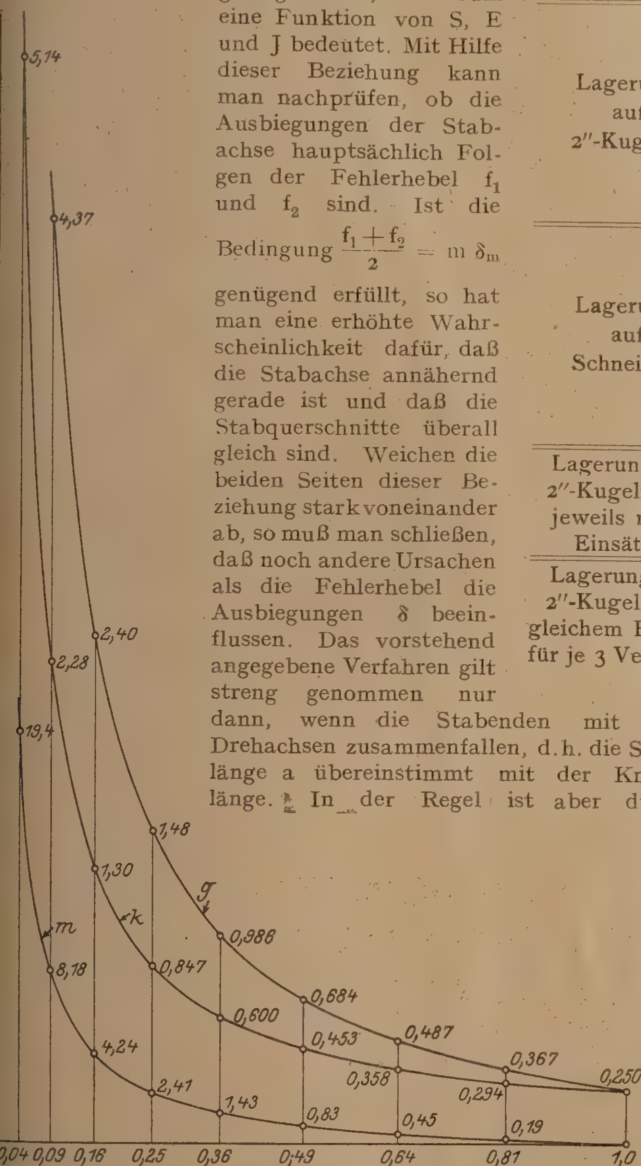



Abb. 3. Werte für g, k und m.

die an beiden Stabenden vorzusehenden Druckplatten die Knicklänge größer und diese Druckplatten verkörpern besonders starre Stabenden. Die genauere Berechnung für diesen Fall findet sich in der vorerwähnten Abhandlung Zimmermanns, ebenso auch die Berücksichtigung der Reibung. In vielen Fällen dürfte es aber genügen, die Knicklänge als Mittelwert aus der reinen Stablänge a und der Länge einschließlich der Druckplatten zu schätzen.

Zahlentafel 1.

| Art der Lagerung | Profil | Auf stehender 600 t-Maschine | | | Auf liegender 3000 t-Maschine | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Nr. | Bruchlast in kg | Abweichung in vH vom Eulerwert | Nr. | Bruchlast in kg | Abweichung in vH vom Eulerwert |
| Lagerung auf $2^3/_8$″-Kugeln | L 80 · 80 · 10 | 1 | 27434 | 8,44 | 19 | 33861 | 33,84 |
| | | 2 | 31614 | 24,96 | 20 | 27575 | 9,00 |
| | | 3 | 31594 | 24,88 | 21 | 29506 | 16,63 |
| | | Mittel | 30214 | 19,43 | Mittel | 30314 | 19,82 |
| | I NP 14 | 10 | 26751 | − 10,20 | 31 | 31837 | 6,88 |
| | | 11 | 36974 | 24,12 | 32 | 35463 | 19,05 |
| | | 12 | 37204 | 24,89 | 33 | 31428 | 5,50 |
| | | Mittel | 33643 | 12,94 | Mittel | 32909 | 10,47 |
| Lagerung auf 2″-Kugeln | L 80 · 80 · 10 | 4 | 27346 | 8,09 | 22 | 26717 | 5,60 |
| | | 5 | 27581 | 9,02 | 23 | 30789 | 21,70 |
| | | 6 | 25305 | 0,02 | 24 | 25399 | 0,40 |
| | | Mittel | 26744 | 5,71 | Mittel | 27635 | 9,23 |
| | I NP 14 | 13 | 29221 | − 1,91 | 34 | 29045 | − 2,50 |
| | | 14 | 32473 | 9,01 | 35 | 30278 | 1,64 |
| | | 15 | 32036 | 7,54 | 36 | 31405 | 5,42 |
| | | Mittel | 31243 | 4,88 | Mittel | 30243 | 1,52 |
| Lagerung auf Schneiden | L 80 · 80 · 10 | 7 | 24118 | − 4,11 | 25 | 25520 | 1,46 |
| | | 8 | 25383 | 0,92 | 26 | 23747 | − 5,59 |
| | | 9 | 26085 | 3,71 | 27 | 23231 | − 7,64 |
| | | Mittel | 25195 | 0,17 | Mittel | 24166 | − 3,92 |
| | I NP 14 | 16 | 28291 | − 4,42 | 28 | 24821 | − 16,14 |
| | | 17 | 26963 | − 8,90 | 29 | 28198 | − 4,73 |
| | | 18 | 26987 | − 8,82 | 30 | 27519 | − 7,02 |
| | | Mittel | 27414 | − 7,38 | Mittel | 26846 | − 9,30 |
| Lagerung auf 2″-Kugeln mit jeweils neuen Einsätzen | L 80 · 80 · 10 | 43 | 25238 | 1,51 | 37 | 25055 | 0,78 |
| | | 44 | 24106 | − 3,04 | 38 | 24365 | − 2,00 |
| | | 45 | 29758 | 19,69 | 39 | 23072 | − 7,20 |
| | | Mittel | 26367 | 6,05 | Mittel | 24164 | − 2,81 |
| Lagerung auf 2″-Kugeln mit gleichem Einsatz für je 3 Versuche | L 80 · 80 · 10 | 46 | 27336 | 9,95 | 40 | 24120 | − 2,98 |
| | | 47 | 27952 | 12,43 | 41 | 24080 | − 3,15 |
| | | 48 | 27768 | 11,69 | 42 | 25207 | 1,39 |
| | | Mittel | 27685 | 11,35 | Mittel | 24469 | − 1,58 |

## Die Lagerung.

In Verbindung mit einer größeren Zahl von Vorversuchen wurden bei den Beratungen des Ausschusses für Versuche im Eisenbau auch die an eine zweckmäßige Lagerung der Versuchsstäbe zu stellenden Anforderungen eingehend besprochen. Die bisher verwendeten Lagerungsarten scheiden sich ihrer Wirkungsweise nach, wenn man von Reibungswiderständen absehen darf, deutlich in zwei Gruppen, nämlich:

a) in solche, die den Prüfstäben beliebige räumliche Ausbiegungen gestatten und

b) in solche, welche die Ausbiegungen auf eine Ebene beschränken.

Zu den ersteren gehören Spitzen- und Kugellager, zu den letzteren Walzen- und Schneidenlager.

Das selten verwendete Flächenlager steht zwischen beiden Gruppen und ermöglicht räumliche oder ebene Ausbiegungen nur unter Überwindung der Einspannungsmomente. Es dürfte für Versuchszwecke wenig geeignet sein, da sich die rechnerische Auswertung der Ergebnisse schwierig gestaltet, namentlich weil man sich über den Grad der erzielten Einspannung nur schwer Klarheit verschaffen kann.

Spitzen- und Kugellager sind vielfach von Forschern verwendet, welche die Versuchsanordnung praktischen Verhält-

nissen möglichst anpassen wollten. Gegen die freie räumliche Ausbiegungsmöglichkeit der Stäbe ist an sich auch nichts einzuwenden, bei ringförmigen oder ähnlichen Querschnitten, wenn also die Richtung der Ausbiegung von vornherein nicht feststeht. Sofern aber die Versuchsstäbe nach zwei verschiedenen Richtungen erheblich unterschiedliche Trägheitshalbmesser besitzen, darf der Vorgang reiner Knickung Ausbiegungen nur in Richtung des kleinsten Trägheitshalbmessers auslösen. Zeigen solche Stäbe aber Formänderungen räumlicher Art oder Verwindungen, dann ist der Knickvorgang gestört und es besteht keine Möglichkeit der rechnerischen Auswertung der Versuchsergebnisse. Dieser Nachteil haftet den Tetmajerschen Versuchen wie auch den erwähnten Vorversuchen des Ausschusses für Versuche im Eisenbau in gleichem Maße an. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Zahlentafel 1 zusammengestellt; sie hatten den doppelten Zweck, festzustellen, ob die liegende 3000 t-Prüfmaschine unter Verwendung von Meßdosen für die Kraftanzeige für Druckversuche mit sehr kleinen Stäben und für kleine Kraftäusserungen brauchbar ist und ob Schneiden- oder Kugellager für Knickversuche bessere Verwendungsmöglichkeiten ergeben. Der erste Teil der Aufgaben wurde durch die Ergebnisse in bejahendem Sinne gelöst, über den zweiten Teil geben die Versuche keinen unanfechtbaren Aufschluß, weil die Stäbe vor dem Versuche nicht gerichtet und nur nach den sorgfältig ausgemessenen Endquerschnitten ohne jede weitere Zentrierung nach den mittleren Stabquerschnitten achsrecht in die Prüfmaschine eingebaut wurden. Die Schlankheitsverhältnisse $\frac{l}{i}$ der Stäbe schwankten zwischen 111,4 und 112,1 und gestatten den Vergleich der erzielten Bruchlasten mit der einwandfrei errechenbaren theoretischen Knicklast ohne weiteres. Für beide Lagerungsarten ergaben sich die Streuung der Bruchlasten und deren Abweichungen vom Euler-Wert unbefriedigend groß, und fast bei allen Versuchen zeigten die Stäbe auch in der Richtung des größten Trägheitshalbmessers zum Teil namhafte Ausbiegungen. Die Ursache liegt mit in der unvollkommenen Zentrierung der Stäbe. Aber auch Tetmajer hat Ausbiegungen solcher Art trotz sorgfältiger Zentrierung erhalten. Es ist aber als ein ernstlicher Nachteil einer Lagerung anzusprechen, wenn sie den Versuchsstäben bei zufälligen und den üblichen Walzstäben fast immer anhaftenden Fehlerhebeln infolge der vollkommen frei drehbaren Stabenden gestattet, in einer von der Lage des kleinsten Trägheitshalbmessers erheblich abweichenden Richtung auszubiegen und damit den eigentlichen Vorgang des Knickens empfindlich zu stören. Die Spitzen- und Kugellager bieten keine Möglichkeit, diesen Nachteil zu unterbinden, wohl aber die Schneiden- und Walzenlager, wenn Schneiden und Walzen mit ihren Pfannen oder Druckplatten genau gleichlaufend gerichtet und wenigstens zu Beginn der Belastung auf ihrer ganzen Länge gleichmäßig aneinander anliegen. Selbstverständlich ist die Ausschaltung solcher unerwünschten Ausbiegungen nicht unwesentlich von der Beschaffenheit der Versuchsstäbe abhängig, es kann aber später an Hand von Versuchsergebnissen mit Schneidenlagern und bei guter Zentrierungsmöglichkeit gezeigt werden, daß eine fast vollkommene Erfüllung dieser Forderung wohl möglich ist.

Von den Anhängern der Kugellagerung wird zu ihren Gunsten geltend gemacht, daß gerade mit der freien Drehbarkeit der Stabenden gleiche Verhältnisse wie bei ausgeführten Bauwerken geschaffen seien. Dadurch könnten namentlich die den Druckstäben anhaftenden Unregelmäßigkeiten, also Inhomogenität, innere Anfangsspannungen, ungerade Stabachsen und ungleiche Stabquerschnitte unter dem Einfluß von Belastungen am besten zur Auswirkung gebracht werden, während bei Behinderung der Ausbiegung nach irgend einer Richtung dem Material ein Zwang auferlegt wäre, der den Spannungsausgleich unterbindet. Diese grundlegend verschiedenen Auffassungen kennzeichnen deutlich zwei Wege, die man bei der Durchführung von Knickversuchen einschlagen kann. Kugel- oder Spitzenlager un[d] Prüfstäbe aus Walzprofilen üblicher Güte sind zweifellos g[e]eignete Mittel für sogenannte praktische Versuche, w[ie] sie der Ausschuß für Versuche im Eisenbau anfänglich durc[h]führte, um die Tragfähigkeit solcher Stäbe zu ermittel[n]. Auch bei einer großen Zahl anderer bisher ausgeführter Ve[r]suche ist der gleiche Weg eingeschlagen und die Ergebnis[se] waren an sich wohl brauchbar, sie versagten aber in der Reg[el] mehr oder weniger, sofern aus ihnen Schlüsse für die Berec[h]nung von Druckstäben gezogen werden sollten. Der ande[re] Weg, durch möglichste Beschränkung auf den reinen Knic[k]vorgang gekennzeichnet, ist in größerem Umfange erstma[ls] von Karman eingeschlagen und er ist wohl der einzige, d[er] für die Vervollkommnung der Berechnungsverfahren Erfo[lg] verspricht.

Auch die Formänderungen der Lagerteile und nic[ht] minder die Einrichtungsmöglichkeiten sind bei der En[t]scheidung über die Wahl der Lagerungsart von erheblich[er] Bedeutung. Bei Spitzenlagerungen ist selbst bei Ve[r]wendung sehr harten und zähen Materials mit erhebliche[n] Abplattungen oder Abrundungen der Spitzen zu rechne[n], bei den Tetmajerschen Versuchen sind sogar mehrfach Brüc[he] eingetreten. Ihre Anwendung für Versuche, an die strengs[te] Anforderungen gestellt werden, kommt daher nicht in B[e]tracht.

Kugeln und die dazugehörigen Kugelschalen sind [in] ausreichender Genauigkeit und hervorragender Güte leic[ht] herstellbar und sie vertragen hohe Pressungen weitaus bess[er] als Spitzenlager. Zur Abminderung der Beanspruchung[en] und Formänderungen kann man, wie es vielfach geschehe[n] ist, Kugel und Kugelschale mit gleichem Krümmungshal[b]messer versehen. Die Verdrehung der Stabenden wird dann aber durch die gleitende Reibung behindert und auch durch Schmierung mit Öl oder Fett wird dieser Nachteil bei hohen Flächenpressungen in wünschenswertem Maße nicht zu beheben sein. Bei den Vorversuchen nach Zahlentafel 1 wurden zum Zwecke möglichster Abminderung der Reibungswiderstände die Kugelschalen nach Halbmessern gekrümmt, welche größer waren als diejenigen der Kugeln. Zur Verwendung kamen Kugeln von 2″ und $2^3/_8$″ Durchm. und Kugelschalen, die mit Kugeln von 3″ Durchmesser vorgedrückt waren und deren Material mithin an den kleinen Berührungsstellen gut verdicht[et] war. Trotzdem haben sich in den Schalen bei den V[er]suchen meßbare Einpressungen gezeigt, man ging daher [bei] den letzten Vorversuchen (siehe Zahlentafel 1) noch ein[en] Schritt weiter und lagerte die Kugeln in besonderen Einsa[tz]schalen, die nach jedem Versuch ausgewechselt wurden. [In]folge der verschiedenen Krümmungshalbmesser rollten [die] Schalen beim Ausbiegen der Stäbe auf den fest gelagert[en] Kugeln ab und behinderten die Ausbiegung der Stä[be] zweifellos nur wenig, aber es trat damit gleichzeitig au[ch] eine Verlagerung des Druckpunktes nach der Seite ein, na[ch] welcher der Stab ausbiegt. Geheimrat Zimmerma[nn]

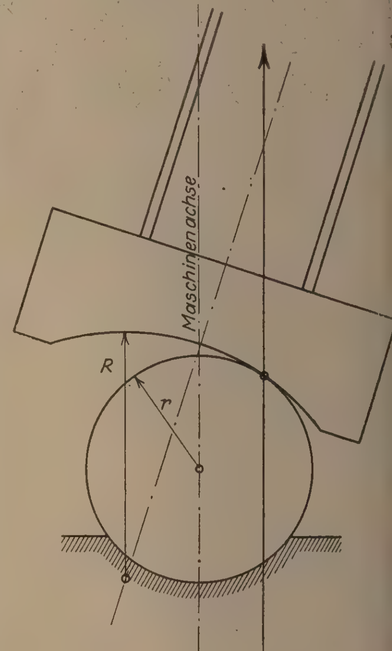


Abb. 4.

hat zuerst darauf hingewiesen[3]), daß hierdurch ein veränderlicher, der Ausbiegung entgegenwirkender Fehlerhebel, mithin ein die Tragkraft erhöhendes Moment entsteht (Abb. 4) und gleichzeitig festgestellt, daß dieser Nachteil verschwindet und die Kraft stets durch den Schwerpunkt des Endquerschnittes geht, falls die Krümmungshalbmesser der Kugel und Schale und die Dicke der Schalenplatte die Beziehung (vgl. Abb. 5)

$$b = \frac{r}{1 - \frac{r}{R}}$$

erfüllen. Unvermindert bleibt aber bei dieser Lagerungsart der Nachteil bestehen, daß durch die seitliche Abwanderung des Druckpunktes von der Maschinenachse ein Moment auf den Maschinenkolben ausgeübt wird, welches mit der Verdrehung der Stabenden in gleichem Maße wächst. Daraus entstehen störende Reibungen des Preßkolbens, die unter Umständen die Genauigkeit der Kraftmessung beeinflussen müssen.

Ein weiterer, recht empfindlicher Nachteil der Kugellagerungen dieser Art bildet die Schwierigkeit der sicheren Zentrierung der Stäbe. Eine kleine Exzentrizität „e" zwischen Kugel und Kugelschale ergibt nach Abb. 6 eine Verschiebung des Druckpunktes für die Kugelschale von

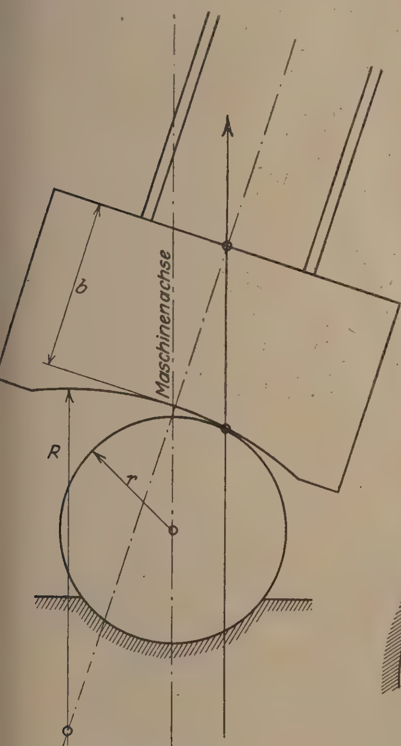


Abb. 5.

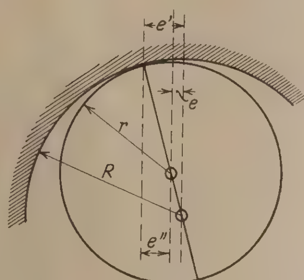


Abb. 6.

$$e' = \frac{e}{1 - \frac{r}{R}}$$

und für die Kugel von

$$e'' = \frac{e}{\frac{r}{R} - 1}.$$

Beispielsweise würde bei Kugeln von 2″ und Kugelschalen von 3″ Dmr. $e' = 3e$ und $e'' = 2e$, d. h. ein Fehler, der in dem Aufeinanderliegen von Kugelschale und Kugel vorhanden ist, würde sich als dreimal so große Exzentrizität für die Kugelschale und doppelt so große für die Kugel auswirken. Dazu kommt noch das leichte Abgleiten der Schale von der Kugel beim Einrichten infolge der geringen Reibung zwischen den in der Regel polierten Flächen. Bei ebenen Schalen wäre der erstgenannte Nachteil wohl vermieden, aber die Gefahr des Abgleitens um so größer, ebenso auch die Pressung an den Berührungsflächen.

Alle diese Nachteile waren dem Ausschuß für Versuche im Eisenbau Veranlassung, nach Abschluß der Vorversuche von der Verwendung von Kugellagern bei Versuchen zur Ermittlung der Knickspannungslinie im plastischen Knickbereich abzusehen.

[3]) Sitzungsberichte der Preuß. Akademie der Wissenschaften, 1922, Heft 12: „Die Lagerung bei Knickversuchen und ihre Fehlerhebel", S. 106.

Von den der Gruppe b zuzurechnenden Lagern ist das Walzenlager unseres Wissens in größerem Umfange nur in den Vereinigten Staaten[4]) bei schweren Druckstäben verwendet. Walze und Walzenschale hatten gleiche Krümmungshalbmesser, was zweifellos zu erheblichen Reibungswiderständen geführt hat. Bei den schweren und sehr gedrungenen Versuchsstäben konnte dieser Nachteil aber in Kauf genommen werden, weil die durch die Reibung verursachte Einspannung der Stabenden die Knicklast bei kleinen Schlankheitsverhältnissen $\frac{l}{i}$ bekanntlich nur unwesentlich erhöht. Zudem handelte es sich bei diesen Versuchen in der Regel um die Nachprüfung der Tragfähigkeit ausgeführter Stäbe. Mit der Beschränkung der Ausbiegung auf eine Ebene verbindet das Walzenlager dem Kugellager gegenüber noch den Vorteil der weitaus kleineren Materialbeanspruchungen. Will man aber durch Vergrößerung des Krümmungshalbmessers der Walzenschale die Reibung möglichst klein halten, so haften dem Walzenlager alle vorstehend geschilderten Nachteile des Kugellagers in gleichem Maße an. Darüber hinaus besteht noch die Gefahr der Verlagerung der Achsen, d. h. Schräglage der Walze gegen Schale, namentlich bei erheblich verschiedenen Halbmessern. Der Knickvorgang wird dann durch unbekannte Fehlerhebel beeinflußt und die Verdrehung der Stabenden wird nicht durch reines Abrollen, sondern durch teilweises Gleiten der Lagerteile aufeinander eingeleitet.

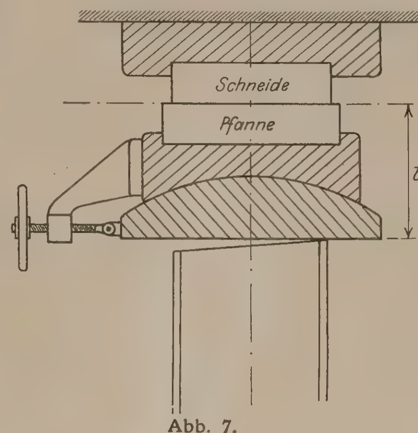


Abb. 7.

Das bereits vielfach verwendete Schneidenlager ist von diesen Mängeln der Kugel- und Walzenlager frei und hat sich erfahrungsgemäß gut bewährt. Die Schneiden selbst können nicht ganz scharf verwendet werden, sondern müssen leicht abgerundet sein und werden daher in den Pfannen kleine Gleitbewegungen ausführen. Dadurch entstehen allerdings wieder Reibungswiderstände, die aber um so kleiner gehalten werden können, je weniger die Schneiden abgerundet sind. Die vielfache und erfolgreiche Verwendung der Schneiden bei Wagen an Materialprüfungsmaschinen zeigt aber, daß die Reibung bei sorgfältiger Ausführung in erträglich kleinen Grenzen gehalten werden kann. Schneide und Pfanne müssen genau gerade sein und auf ihrer ganzen Länge zur gleichmäßigen Anlage aneinander kommen. Von den Gegnern der Schneidenlagerung wird geltend gemacht, daß dies bei Schneiden- wie auch bei Walzenlagern nicht erreichbar sei, weil die Endflächen der Stäbe nie genau gerade und genau senkrecht zur Stabachse ausführbar seien. Als Folge seien Ausbiegungen in Richtung der Schneide und damit die Störung des reinen

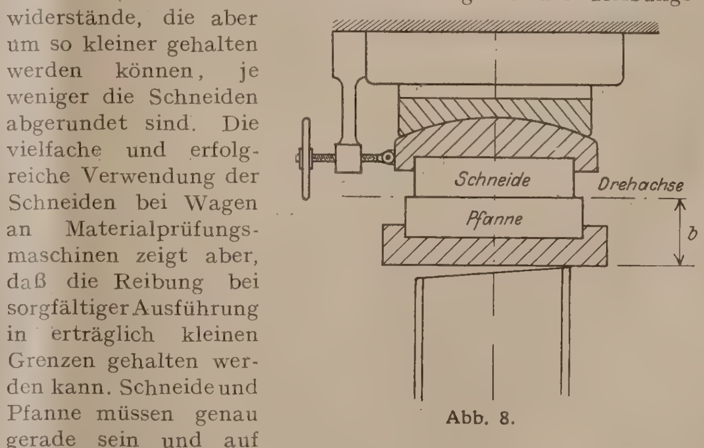


Abb. 8.

[4]) Bohny: Versuche mit Druckstäben für die neue Quebeckbrücke, Stahl und Eisen, 1915, S. 634. — R. Mayer: Knickfestigkeit, Julius Springer, Berlin, 1921, S. 427 ff.; Müllenhoff: Über Druckstäbe, Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, 1919, S. 1200.

Zahlentafel 2.

| Belastung t | Ausbiegungen in $^1/_{1000}$ mm $\delta_x$ | $\delta_1$ | $\delta_m$ | $\delta_2$ | Berechnete Fehlerhebel in $^1/_{1000}$ mm $f_1$ | $f_2$ | Kontrolle $^1/_2(f_1+f_2)$ | $= m \cdot \delta_m$ | Verschiebung beim Einrichten in $^1/_{1000}$ mm am Stabende 1 | 2 | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3,8 | 64 | — | −67 | — | | | | | | | Einrichten des Stabes nach $\delta_x$ |
| 0,3 | 7 | | 6 | | | | | | | | |
| 3,8 | −82 | — | −48 | — | | | | | | | |
| 0,3 | 3 | | 3 | | | | | | | | |
| 3,8 | 11 | — | −66 | — | | | | | | | |
| 0,3 | 0 | | 7 | | | | | | | | |
| 3,8 | −3 | −49 | −73 | −45 | −203 | −107 | −155 | −176 | | | Einrichten des Stabes nach $\delta_1$ und $\delta_2$ |
| 5,4 | 8 | −77 | −96 | −65 | −234 | −38 | −136 | −137 | | | |
| 0,3 | −1 | −8 | 5 | 3 | | | | | +240 | | |
| 5,4 | 9 | −20 | −45 | −26 | 5 | −93 | −44 | −64 | | | |
| 0,3 | 7 | 1 | −7 | −10 | | | | | | +50 | |
| 5,4 | 5 | −13 | −28 | −16 | −4 | −52 | −28 | −40 | | | |
| 0,3 | −1 | −3 | −8 | −7 | | | | | | +70 | |
| 5,4 | 10 | −1 | −8 | 6 | −52 | 62 | 5 | −11 | | | |
| 0,3 | 2 | 0 | 3 | 5 | | | | | | | |
| 5,4 | 12 | −3 | −14 | 1 | −34 | 31 | −2 | −20 | | | |
| 7,4 | 12 | −6 | −16 | 4 | −59 | 56 | −2 | −13 | | | |
| 0,3 | 0 | 3 | −1 | 3 | | | | | +60 | | |
| 7,4 | 9 | 5 | 1 | 17 | | | | | | | Ausbiegungen und Fehlerhebel bleiben in erträglichen Grenzen |
| 0,3 | −2 | 0 | −6 | −1 | | | | | | | |
| 7,4 | 22 | 19 | 19 | 22 | 6 | 41 | 24 | 16 | | | |
| 0,3 | 10 | 8 | 12 | 10 | | | | | | | |
| 7,4 | 13 | 6 | 0 | 9 | −9 | 26 | 8 | 0 | | | Beginn des eigentlichen Versuches ↓ |
| 0,3 | 0 | 0 | 2 | 3 | | | | | | | |
| 7,4 | 13 | 9 | 6 | 11 | | | | | | | |
| 0,3 | −4 | −1 | −3 | −5 | | | | | | | |
| 7,4 | 10 | 15 | 10 | 17 | | | | | | | |
| 9,5 | 9 | 25 | 21 | 31 | | | | | | | |
| 10,5 | 9 | 62 | 46 | 61 | | | | | | | |
| 0,3 | −1 | −10 | −3 | −5 | | | | | | | |
| 10,5 | 5 | 30 | 39 | 41 | | | | | | | Prüfstab Nr. 18 $\frac{l}{i} = 115$ |
| 11,5 | 2 | 59 | 82 | 74 | | | | | | | Bruchlast 14,91 t |
| 12,5 | −4 | 104 | 139 | 119 | | | | | | | |
| 13,5 | −16 | 229 | 324 | 247 | | | | | | | |
| 14,0 | −18 | 318 | 445 | 334 | | | | | | | |
| 14,5 | −22 | 586 | 9.. | 618 | | | | | | | |

Knickvorganges ebenfalls nicht vermeidbar. Dagegen hat, soweit bekannt, erstmals Geheimrat Müller-Breslau nach einem Vorschlag von Professor Petermann mit gutem Erfolg bei der in der Versuchsanstalt für Statik der Technischen Hochschule Berlin verwendeten Schneidenlagerung durch Einfügung einer zylindrischen Verstellvorrichtung Vorkehrungen getroffen. Diese Verstellvorrichtung ist, wie Abb. 7 schematisch zeigt, als Druckplatte zwischen Stabende und Drehachse (Schneide) eingebaut. Allerdings muß damit eine Vergrößerung der Dicke der Druckplatte und unerwünschte Verlängerung der starren Stabenden „b" in Kauf genommen werden. Will man dies vermeiden, so muß die Verstellvorrichtung nach Abb. 8 vom Prüfstab gerechnet, außerhalb der Schneide angeordnet werden. Bei der Anpassung der Druckplatte an vorhandene Unregelmäßigkeiten der Stabendfläche verstellt man dann zugleich aber auch die Drehachse (Schneide). Damit ist die freie Ausbiegungsmöglichkeit des Stabes behindert, denn er muß sich verwinden und bekommt Drehbeanspruchungen. Bei den Schneidenlagern üblicher Konstruktion wird man sich daher nach dem Vorbild Müller-Breslau's dazu entschließen, die zylindrische Einstellvorrichtung zwischen Stabende und Schneide einzubauen und die Vergrößerung des starren Stabendes als kleineres Übel in Kauf nehmen, zumal dessen Einfluß bei Beanspruchungen unterhalb der Elastizitätsgrenze rechnerisch genau ermittelt werden kann. Für höhere Beanspruchungen, also für den plastischen Knickbereich hat Karman ein brauchbares Näherungsverfahren angegeben.

Bei sorgfältiger Abwägung aller Vor- und Nachteile der besprochenen Lagerarten hat sich der Ausschuß für Versuche im Eisenbau in dem Bestreben, alle Fehlerquellen der Lagerung soweit auszuschalten, als es mit praktischen Mitteln überhaupt möglich ist, zur Beschaffung der von der Mannheimer Maschinenfabrik Mohr & Federhaff hergestellten Schneidenlagerkonstruktion nach Abb. 9 entschlossen. Die Konstruktion, deren Grundgedanke von dem ständigen Assistenten im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde, Ingenieur Panzerbieter, angegeben und die im übrigen nach den Vorschlägen eines besonderen Arbeitsausschusses ausgebildet ist, weicht von den üblichen bisher verwendeten in vielen Teilen ab, es ist daher eine kurze Beschreibung angebracht.

Zahlentafel 3.

| Belastung | Ausbiegungen in $^1/_{1000}$ mm | | | | Berechnete Fehlerhebel in $^1/_{1000}$ mm | | Kontrolle | | Verschiebung beim Einrichten in $^1/_{1000}$ mm am Stabende | | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| t | $\delta_x$ | $\delta_1$ | $\delta_m$ | $\delta_2$ | $f_1$ | $f_2$ | $^1/_2(f_1+f_2) = m \cdot \delta_m$ | | 1 | 2 | |
| 7,1 | 25 | − 98 | − 103 | − 54 | | | | | | | Einrichten des Stabes nach $\delta_x$ und $\delta_1$ und $\delta_2$ |
| 0,3 | − 2 | 7 | − 1 | 0 | | | | | | | |
| 7,1 | − 31 | − 95 | − 100 | − 47 | − 534 | 255 | − 140 | − 143 | | | |
| 0,3 | − 4 | 3 | − 2 | 9 | | | | | + 350 | | |
| 7,1 | 25 | 1 | 23 | 24 | − 117 | 161 | 22 | 32 | | | |
| 0,3 | − 2 | − 2 | 3 | 1 | | | | | | − 100 | |
| 7,1 | 11 | − 29 | − 26 | − 16 | − 150 | 63 | − 44 | − 37 | | | |
| 0,3 | − 4 | 4 | 4 | 7 | | | | | + 150 | | |
| 7,1 | 4 | 13 | 26 | 23 | | | | | | | |
| 9,7 | 9 | 27 | 47 | 36 | − 17 | 88 | 35 | 30 | | | |
| 0,3 | − 5 | 1 | 3 | 6 | | | | | | − 88 | |
| 9,7 | 10 | − 4 | − 1 | 0 | | | | | | | |
| 12,7 | 23 | − 4 | 0 | − 1 | | | | | | | |
| 0,3 | 6 | − 3 | − 1 | − 3 | | | | | | | |
| 12,7 | 14 | − 1 | 11 | 1 | | | | | | | Beginn des eigentlichen Versuches |
| 16,0 | 34 | − 6 | 0 | − 7 | | | | | | | |
| 16,5 | 36 | − 14 | − 6 | − 15 | | | | | | | |
| 17,0 | 39 | − 21 | − 17 | − 18 | | | | | | | |
| 17,5 | 39 | − 23 | − 23 | − 24 | | | | | | | |
| 18,0 | 38 | − 26 | − 27 | − 28 | | | | | | | |
| 18,5 | 38 | − 38 | − 44 | − 41 | | | | | | | |
| 19,0 | 37 | − 53 | − 67 | − 60 | | | | | | | |
| 19,5 | 40 | − 94 | − 126 | − 106 | | | | | | | |
| 19,7 | 39 | − 135 | − 196 | − 153 | | | | | | | Ausbiegung $\delta_m$ beginnt umzukehren |
| 20,0 | 29 | − 137 | − 192 | − 153 | | | | | | | |
| 20,2 | 20 | − 96 | − 137 | − 108 | | | | | | | |
| 20,4 | − 13 | − 22 | − 30 | − 27 | | | | | | | |
| 20,3 | − 33 | 46 | 78 | 49 | | | | | | | Prüfstab Nr. 15 $\frac{l}{i} = 100$ |
| 20,1 | − 33 | 90 | 137 | 101 | | | | | | | Bruchlast 20,44 t |

An dem Preßkolben bzw. Widerlager der Prüfmaschine ist eine Stahlplatte t angeschraubt, die an zwei ausladenden Enden c in Nuten die Schneidenpfannen p aufnimmt. Gegen diese Pfannen legen sich die Schneiden s, die in den Verbindungsstücken v sitzen, welche durch die Schilde d mit dem zwischen den Enden c befindlichen Druckstück i fest verbunden sind. Dieses Druckstück i schließlich hat an seinem unteren Ende eine zylinderförmige Höhlung, in die sich die entsprechend geformte und mittels Schraubenspindel und Handrad u verstellbare Druckplatte h legt. Gegen diese Druckplatte endlich legt sich das Ende des zu prüfenden Druckstabes und die Stabkraft wird über den Weg h-i-d-v-s-p-c-t in die Maschine geleitet. Durch die in den Schilden d angebrachten Schlitze k wird das Stabende von außen sichtbar. Aus der Betrachtung des Schnittes a-b der Abb. 9 ergibt sich ohne weiteres die Verdrehungsmöglichkeit der fest miteinander verbundenen Teile s-v-d-i-h gegen die Teile p-c-t mit den Schneiden als Drehachse, welche genau in der Ebene der unteren, geraden Fläche der Druckplatte h liegen. Die Knicklänge entspricht somit genau der Stablänge, die sog. starren Stabenden sind vollständig vermieden und die Verstellbarkeit der Druckplatte beeinflußt nicht die Lage der Schneiden. Diese Vorteile konnten

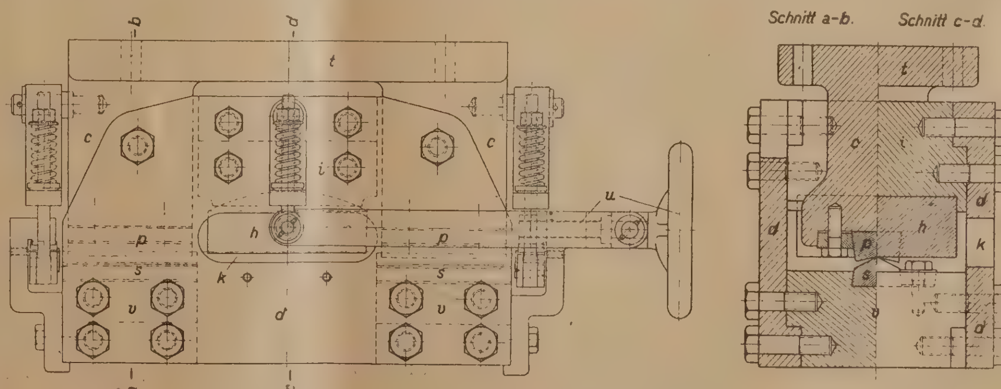


Abb. 9. Schneidenlagerung für 50 t Höchstdruck.

aber nur durch Teilung der Schneide und Pfanne erzielt werden. Der Gefahr unerwünschter Formänderungen und einseitigen Anliegens der Schneiden an die Pfannen ist durch kräftige Ausbildung der Verbindungsstücke v, der Schilde d und des Druckstückes i vorgebeugt. Die Lagerung ist für eine stehende

Zahlentafel 4.

| Belastung t | Ausbiegungen in $^1/_{1000}$ mm $\delta_x$ | $\delta_1$ | $\delta_m$ | $\delta_2$ | Berechnete Fehlerhebel in $^1/_{1000}$ mm $f_1$ | $f_2$ | Kontrolle $^1/_2(f_1+f_2)$ | $= m \cdot \delta_m$ | Verschiebung beim Einrichten in $^1/_{1000}$ mm am Stabende 1 | 2 | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3,5 | 28 | — | 2 | — | | | | | | | Einrichten des Stabes nach $\delta_x$ |
| 3,5 | −15 | −4 | −2 | 2 | | | | | | | |
| 0,3 | −4 | 0 | 1 | 0 | | | | | | | |
| 3,5 | −7 | −7 | 0 | −1 | | | | | | | Einrichten des Stabes nach $\delta_1$ und $\delta_2$ |
| 7,9 | −8 | −13 | −5 | −2 | −105 | 76 | −15 | −7 | | | |
| 10,7 | −1 | −21 | −8 | 2 | −143 | 123 | −10 | −7 | | | |
| 0,3 | −1 | 5 | 3 | −1 | | | | | 120 | | |
| 10,7 | −8 | 38 | 58 | 50 | −20 | 119 | 50 | 48 | | | |
| 0,3 | −1 | −5 | 0 | −3 | | | | | | −120 | |
| 10,7 | −8 | 0 | 0 | −4 | 21 | −25 | −2 | 0 | | | Ausbiegungen und Fehlerhebel bleiben in erträglichen Grenzen |
| 14,0 | 4 | 20 | 24 | 15 | | | | | | | |
| 0,3 | 6 | 12 | 13 | 7 | | | | | | | |
| 14,0 | +1 | 30 | 44 | 26 | | | | | | | Beginn des eigentlichen Versuches ↓ |
| 17,7 | −14 | 185 | 244 | 182 | | | | | | | |
| 0,3 | 5 | 50 | 63 | 42 | | | | | | | |
| 17,7 | 4 | 226 | 31· | 218 | | | | | | | |
| 18,0 | 5 | 269 | 36· | 257 | | | | | | | |
| 18,2 | 6 | 299 | 41· | 292 | | | | | | | |
| 18,4 | 6 | 331 | 46· | 324 | | | | | | | Prüfstab Nr. 14 $\frac{l}{i} = 95$ |
| 18,6 | 7 | 371 | 51· | 364 | | | | | | | |
| 18,8 | 6 | 447 | 6·· | 444 | | | | | | | Bruchlast 18,84 t |

Druckpresse vorgesehen, der bewegliche Teil des oberen Lagers mußte daher mittels verstellbarer Federn, die nach erfolgtem Einbau der Prüfstäbe vollständig gelöst werden können, an dem festen Teil aufgehängt werden. An den stirnseits angeordneten Federn sind die Lasten ebenfalls in Schneiden aufgehängt, deren Drehachsen in der gleichen Ebene und gleich gerichtet mit den Hauptschneiden liegen. Die Schneiden und Pfannen bestehen aus bestem Werkzeugstahl und sind von dem Lieferwerk mit besonderer Sorgfalt hergestellt worden. Die Schneidenflanken schließen einen Winkel von etwa 125° miteinander ein, die Pfannenflanken einen solchen von etwa 155°. Die Pfannen sind im Grunde nur ganz wenig ausgerundet und die Schneiden so wenig abgeflacht, daß sie dem bloßen Auge fast als scharf erscheinen. Die größte Pressung der Schneiden beträgt bei der vorgesehenen Höchstlast von 50 t nur 2000 kg/cm. Durch Vorbelastung und sorgfältiges Nacharbeiten an den blank gedrückten Stellen ist die Anlage der Schneiden so gleichmäßig geworden, daß schließlich bei der Höchstbelastung auch mit der Lupe keine Formänderungen mehr wahrnehmbar sind. Das Einrichten (Verschieben) der Stäbe in Richtung der Schneiden erfolgt mittels der verstellbaren Druckplatte h. Zum Einrichten senkrecht dazu dienen feingängige Stellschrauben, die in Gewinden, welche in die Schilde d eingeschnitten sind, ihr Widerlager haben.

### Neuere Versuche.

Die weitere Verwirklichung der Beschlüsse des Ausschusses für Versuche im Eisenbau führte zur Beschaffung von bearbeiteten Prüfstäben, deren Querschnitt mit Rücksicht auf die geringe Tragfähigkeit der vorbeschriebenen Schneidenlagerung auf 2,5 × 4 cm beschränkt wurde. Hergerichtet und geliefert sind die Stäbe von der Gutehoffnungshütte, welche sie aus ausgesuchten Blöcken in der Stärke 3,5 × 5 cm walzte. Die Prüfstäbe wurden dann gerichtet und geglüht und schließlich auf ihre endgültigen Querschnittsmaße sauber abgehobelt. Beim Ausglühen wurden die Stäbe leider sehr weich. Aus den Blöcken wurden einige Probestücke, und zwar ∟70·70·11, gewalzt, die nachstehende mittlere Festigkeiten aufwiesen:

Streckgrenze . . . 2350—2380 kg/cm²
Bruchfestigkeit . 3940—4080 „
Dehnung . . . . . . . 28,7—28,5 vH

während an drei geglühten Versuchsstäben nach dem Knickversuch folgende Werte festgestellt wurden:

Streckgrenze 1800, 1850 und 1970 kg/cm²,
Proportionalitätsgrenze 1400 und 1300 kg/cm²,
Elastizitätsmodul 2 079 000, 2 000 000 und 2 090 000 kg/cm².

Die Prüfstäbe umfaßten die Schlankheitsverhältnisse $\frac{l}{i} = 30 - 120$ in Abständen von 5:5 oder 10:10. Für jedes Schlankheitsverhältnis wurden drei Stäbe geprüft. Die Zahlentafeln 2—5 geben Aufschluß über den Verlauf verschiedener dieser Versuche. Sie enthalten die stufenweise gesteigerten Belastungen, die in Richtung des größten Trägheitshalbmessers gemessenen Ausbiegungen $\delta_x$ der Stabmitte, die in den Viertelspunkten und in der Stabmitte gemessenen auf die Verbindungsgerade der Stabenden bezogenen Ausbiegungen $\delta_1$, $\delta_2$ und $\delta_m$ in der Richtung des kleinsten Trägheitshalbmessers, die berechneten Fehlerhebel $f_1$ und $f_2$ und die beim Einrichten vorgenommenen Verschiebungen in Richtung des kleinsten Trägheitshalbmessers, ferner die Bruchlasten der Stäbe. Die Ausbiegungen wurden mittels Leuner-Apparaten gemessen, welche Ablesungen in $^1/_{1000}$ mm gestatten. Die Ergebnisse zeigen, daß es wohl gelungen ist, die Ausbiegungen $\delta_x$ außerordentlich klein zu halten, wobei noch zu bemerken ist, daß die sehr empfindlichen Leuner-Apparate mitunter schon infolge der durch den Fuhrwerksverkehr auf einer 20 m von der Prüfmaschine entfernt liegenden Straße verursachten Erschütterungen Ausschläge zeigten. Verschiedentlich ist es auch vorgekommen, daß Stäbe, die unter einer der Bruchlast nahegelegenen Belastung standen und bis dahin keine größeren Ausbiegungen zeigten, durch den Einfluß besonders schwerer, vorbeifahrender Wagen plötzlich

Zahlentafel 5.

| Belastung | Ausbiegungen in $^1/_{1000}$ mm | | | | Berechnete Fehlerhebel in $^1/_{1000}$ mm | | Kontrolle | | Verschiebung beim Einrichten in $^1/_{1000}$ mm am Stabende | | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| t | $\delta_x$ | $\delta_1$ | $\delta_m$ | $\delta_2$ | $f_1$ | $f_2$ | $^1/_2(f_1+f_2)$ | $= m \cdot \delta_m$ | 1 | 2 | |
| 8,8 | 3 | 11 | − 2 | − 3 | 127 | − 106 | 11 | − 3 | | | Einrichten des Stabes nach $\delta_x$ und $\delta_1$ und $\delta_2$ |
| 0,3 | 1 | — | — | — | | | | | | | |
| 8,8 | 3 | 16 | 4 | 3 | 124 | − 88 | 18 | 6 | | | |
| 0,3 | − 6 | − 1 | 0 | 0 | | | | | − 100 | | |
| 8,8 | 11 | − 21 | − 42 | − 27 | 2 | − 95 | − 47 | − 60 | | | |
| 0,3 | 0 | − 2 | − 7 | − 2 | | | | | | 90 | |
| 8,8 | 9 | − 3 | − 7 | − 2 | | | | | | | |
| 12,0 | 11 | − 7 | − 17 | − 9 | 3 | − 20 | − 9 | − 14 | | | |
| 0,3 | 0 | − 1 | 5 | 1 | | | | | | 20 | |
| 12,0 | 10 | − 2 | − 9 | − 3 | 3 | − 8 | − 3 | − 7 | | | |
| 0,3 | − 5 | 3 | 1 | − 3 | | | | | | | |
| 12,0 | − 37 | − 2 | − 7 | 4 | | | | | | | |
| 0,3 | 0 | 1 | 0 | 0 | | | | | | | |
| 12,0 | − 20 | − 3 | − 9 | 2 | | | | | | | |
| 0,3 | − 1 | − 1 | − 1 | 2 | | | | | | | |
| 12,0 | − 8 | 5 | − 6 | 5 | | | | | | | Beginn des eigentlichen Versuches ↓ |
| 15,6 | − 7 | − 4 | − 14 | 1 | | | | | | | |
| 16,0 | − 6 | − 1 | − 10 | 5 | | | | | | | |
| 16,5 | − 7 | 3 | − 10 | 6 | | | | | | | Ausbiegung $\delta_m$ beginnt umzukehren |
| 17,0 | − 8 | − 2 | − 7 | 5 | | | | | | | |
| 17,5 | − 8 | − 1 | − 8 | 5 | | | | | | | |
| 18,0 | 23 | − 3 | − 12 | 6 | | | | | | | |
| 18,5 | 84 | 17 | 13 | 45 | | | | | | | Prüfstab Nr. 13A $\frac{l}{i} = 90$ |
| 19,0 | 103 | — | — | — | | | | | | | Bruchlast 19,00 t |

ausknickten. Den Zahlentafeln ist ferner zu entnehmen, daß die errechneten Fehlerhebel fast ausschließlich auf exzentrische Lage der Stabachsen zurückzuführen waren, denn die Bedingung $\frac{1}{2}(f_1 + f_2) = m \cdot \delta_m$ wurde fast immer annähernd erfüllt. Die Ergebnisse dieser Versuche zeigen weiterhin, daß die Schneidenlagerung recht zufriedenstellend arbeitet und ein außerordentlich leichtes Spiel in den Schneiden aufweist.

Die mehrfach gemachte Wahrnehmung, daß die Ausbiegungen der Stäbe bei zunehmender Belastung wieder kleiner wurden (vgl. Zahlentafeln 3 und 5), und daß sich die Stäbe dann nach der entgegengesetzten Seite ausbogen, war Geheimrat Zimmermann Veranlassung, zu prüfen, ob diese merkwürdige Erscheinung nicht eine Folge von Anfangskrümmungen der Stäbe ist. Er hat neuerdings eine Theorie der Formänderung gekrümmter Stäbe durch Druck[5]) entwickelt und mit Hilfe dieser Theorie eine Untersuchung angestellt, welche die erwähnte Vermutung bestätigt. Die Untersuchung führte aber außerdem noch zu wichtigen allgemeinen Ergebnissen über die Zimmermann in der Akademie des Bauwesens Vortrag halten wird. Die hierfür verfaßte Einleitung hat er uns freundlicherweise zur Verfügung gestellt, und wir glauben sie als Ergänzung dieses Berichtes bekanntgeben zu sollen. Eine ausführliche Wiedergabe des Inhalts der umfangreichen Untersuchung muß für später vorbehalten bleiben. Zimmermann sagt:

„Wenn man von der Knickfestigkeit gekrümmter Stäbe redet, so scheint das einen Widerspruch zu enthalten. Es herrscht in der Fachwelt Übereinstimmung, daß ein gekrümmter Stab die für gerade Stäbe geltende Knickgrenze nicht erreichen könne. Ich selbst habe dieser Meinung noch vor kurzem entschiedenen Ausdruck gegeben, indem ich sagte: „Ist ein Stab nicht gerade oder nicht gleichmäßig beschaffen, oder greift die Last an einem unveränderlichen Hebelarm an, so kann nach vorstehender Begriffsfestsetzung von Knicken überhaupt nicht gesprochen werden, also auch nicht von der durch solche Ungenauigkeiten bewirkten Herabminderung seiner Knickfestigkeit, ja nicht einmal davon, daß das Knicken durch solche Mängel eingeleitet werde. Er wird dann eben verbogen oder zerbrochen, bevor es zum Knicken kommt“[6]).

Das war ein Irrtum. Daß das im Laufe der einhundertachtzig Jahre, die seit dem Erscheinen der Theorie Eulers verstrichen sind, nicht erkannt worden ist, läßt sich nur dadurch erklären, daß die angeführte Behauptung als selbstverständlich erscheint. Keiner von den vielen Forschern, die sich mit der Knickfrage befaßt haben, ist daher auf den Gedanken gekommen, diese Behauptung einmal näher zu prüfen. Den Anstoß dazu hat erst eine bei den verdienstvollen Versuchen des Deutschen Eisenbau-Verbandes im Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde gemachte Wahrnehmung gegeben. Man hatte bei diesen Versuchen große Sorgfalt darauf verwendet, den Einfluß der Lagerreibung herabzumindern und die Fehlerhebel zu beseitigen. In dem Maße, wie dies gelang, trat immer häufiger die merkwürdige Erscheinung hervor, daß Stäbe, die sich schon stark nach einer Seite ausgebogen hatten, bei zunehmender Belastung wieder zurückgingen und schließlich nach der anderen Seite knickten. Die „Umkehr“ fand manchmal ganz nahe an der Knickgrenze statt, so daß die Ausbiegungen nach der anderen Seite nicht mehr gemessen werden konnten, und daß nur der verbogene Stab selber Zeugnis von dem rätsel-

[5]) Sitzungsberichte der Preuß. Akademie der Wissenschaften, 1923, Heft XXIII: „Die Formänderungen gekrümmter Stäbe durch Druck“.

[6]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1922, S. 36, siehe auch Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften, 1922, Heft XII: „Die Lagerung bei Knickversuchen und ihre Fehlerquellen“

haften Verhalten ablegte. Das Durchdenken dieses Vorganges führte mich auf die Vermutung, daß dabei Anfangskrümmungen der Versuchsstäbe im Spiele sein könnten. Die Stäbe sind zwar gehobelt, aber doch nicht „gerade" im Sinne der Knicktheorie. Würden die Fehlerhebel kleiner als die Krümmungspfeile, so mußte deren Einfluß merkbar werden.

Ob diese Annahme richtig war, konnte nur durch eine scharfe theoretische Prüfung festgestellt werden. Dafür fehlten aber die Hilfsmittel, die also erst zu schaffen waren. Sie liegen jetzt in Gestalt einer Untersuchung[5]) vor. Die danach angestellten Berechnungen haben nicht nur das beschriebene Verhalten der Stäbe vollkommen erklärt und die Bedingungen dafür ermittelt, sondern zu Ergebnissen von weit darüber hinausreichender allgemeiner Bedeutung geführt, indem sie beweisen, daß auch Stäbe mit den verschiedenartigsten Krümmungen die von Euler und Lagrange nur für gerade Stäbe aufgestellten Knickbedingungen erfüllen können. Das Vorhandensein von Fehlerhebeln schließt das keineswegs aus, ist vielmehr in manchen Fällen notwendig, um das Erreichen der Eulerschen Knickgrenze zu ermöglichen. Die Fehlerhebel müssen dann eine bestimmte Lage haben, in einem bestimmten Verhältnis zur Größe des Pfeiles der Anfangskrümmung des Stabes stehen, und — soweit die bisher berechneten, zwar sehr umfangreichen, aber doch nicht erschöpfenden Zahlenreihen ein Urteil ermöglichen — kleiner sein als dieser Pfeil. Damit dürfte es zusammenhängen, daß die vorliegende Entdeckung so spät gemacht worden ist.

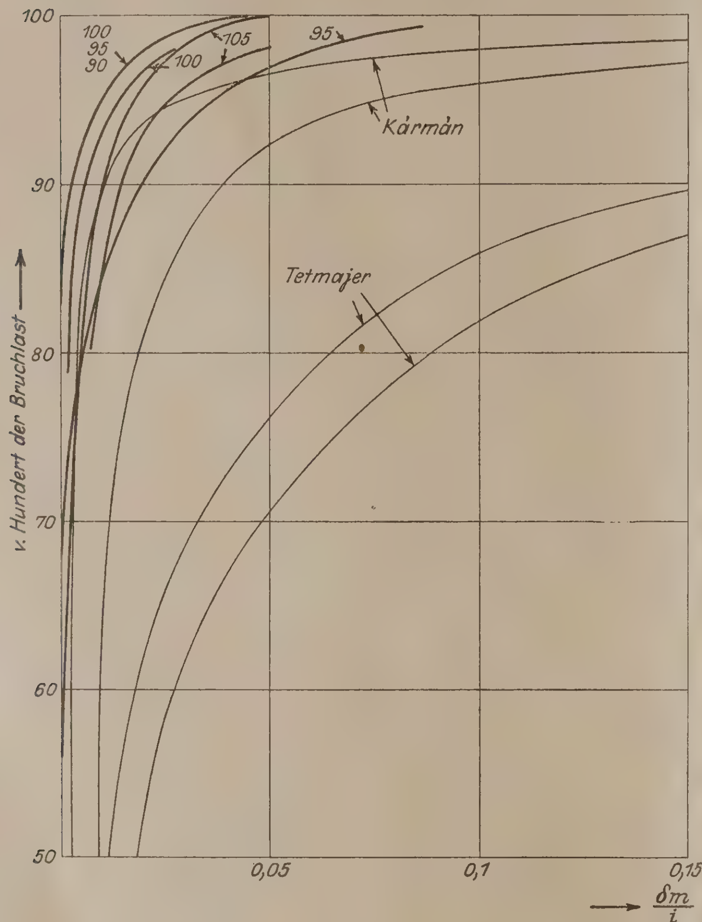



Abb. 10.

Das Arbeiten mit großen unbekannten Fehlerhebeln, wie es bei den bisher gebräuchlichen Versuchseinrichtungen wohl die Regel bildete, hätte zwar die Wahrnehmung des Umkehrens nicht unbedingt ausgeschlossen, denn wie die Fehlerhebel waren auch die Krümmungen der Stäbe gewiß nicht sehr klein. Aber ob die Fehlerhebel die für das Zustandekommen der Umkehr nötige Lage hatten, hing dabei lediglich vom Zufall ab. Ferner wirkt bei manchen Arten der Lagerung die Reibung sehr störend, sodaß zu vermuten ist, daß ihr Einfluß die Feinheiten des Knickvorganges oft verdeckt hat. Schließlich dürfte auch die Genauigkeit der Messungen meist nicht ausgereicht haben, um diese Feinheiten deutlich hervortreten zu lassen[7]).

Bei den obenerwähnten Versuchen ist in erster Linie durch Anwendung eines sehr leicht beweglichen fast reibungslosen Schneidenlagers, sodann aber durch sorgfältiges bei verschiedenen Laststufen wiederholtes Zurechtrücken der Versuchsstäbe in der Presse und durch genaue, die Seitenbewegungen der Lagerteile und der Presse im Raum berücksichtigende Messungen eine so weitgehende Herabminderung der vorher geschilderten störenden Einflüsse erreicht worden, daß nun auch die Umkehr deutlich in die Erscheinung treten konnte. Das Zurechtrücken hat diesen Vorgang gewissermaßen künstlich herbeigeführt. Bei je höheren Laststufen das geschah, desto sicherer mussten die Stäbe die Eulersche Knickgrenze erreichen, wie sich theoretisch beweisen läßt.

Einen Maßstab für die Güte der Versuchsdurchführung bilden auch die aus Abb. 10 ersichtlichen relativen Ausbiegungen der Stäbe $\frac{\delta_m}{i}$. Die stark ausgezogenen Kurven dieser Abbildung zeigen die relativen Ausbiegungen bei wachsenden Belastungen von sechs der untersuchten Prüfstäbe mit den Schlankheitsverhältnissen $\frac{l}{i} = 90, 95, 100$ und $105$. Sie schmiegen sich dem theoretischen Knickvorgang recht gut an, teilweise sogar noch besser als es bei den Karmanschen Versuchen der Fall war und weitaus besser als bei Tetmajer. Die den Kurven beigeschriebenen Zahlen bedeuten die jeweiligen Schlankheitsverhältnisse der Stäbe. Bei einer weiteren Zahl der bereits durchgeführten Versuche lassen sich die Ausbiegungen in dem Maßstab der Abb. 10 nicht darstellen, weil sie bis kurz vor dem Erreichen der Bruchlast sehr klein blieben und nur wenige Tausendstel Millimeter betrugen. Die Zahlentafeln 2—5 und Abb. 10 zeigen auch, daß sich das von Zimmermann und Müller-Breslau angegebene Einrichtungsverfahren mit recht gutem Erfolg bei derartigen Versuchen anwenden läßt.

Wenn die erzielten Bruchlasten das erhoffte Ergebnis nicht zeitigten, so ist das wohl ausschließlich auf die unerwartet ungleichmäßigen Materialeigenschaften der Prüfstäbe zurückzuführen und namentlich auch darauf, daß die Streckgrenze der Stäbe ganz erheblich unter derjenigen des normalen Bauwerksflußeisens liegt. Wahrscheinlich wurden die Stäbe zu lange und ungleichmäßig geglüht.

Eine Wiederholung der Versuche mit gleichmäßigeren Versuchsstäben, deren Festigkeitseigenschaften denen des normalen Flußeisens entsprechen, ist daher zur Erreichung des Zieles nicht zu umgehen. Dabei wird man auf das vorherige Ausglühen der Stäbe vielleicht ganz Verzicht leisten und kleine örtliche Eigenspannungen der Stäbe in Kauf nehmen.

[7]) Übrigens hat schon Bauschinger gefunden, daß die bei kleinen Belastungen auftretenden Durchbiegungen zum Teil bei höheren Laststufen wieder rückgängig wurden, indem die Stäbe sich später nach der entgegengesetzten Richtung durchbogen. Er zieht daraus weiter keine Folgerungen, weshalb ich annehme, daß es sich dabei um Übergänge aus der S-förmigen in die einfach bogenförmige Biegung gehandelt hat. Siehe auch: „Die Bautechnik" 1923, S. 21.

# ÜBER DIE VERWENDUNG ZEICHNERISCHER RECHENVERFAHREN (NOMOGRAPHIE)[1]) IM EISENBAU.

Nach Vorträgen vor der Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung und vor dem Ausschuß des Deutschen Eisenbauverbandes in Dortmund und Hannover.

*Von Regierungsbaumeister F. Eisner-Potsdam.*

***Übersicht.*** Die Vorteile zeichnerischer Darstellungsweisen bei der Anwendung im Betriebe, im Konstruktionsbüro sowie in der kaufmännischen Abteilung (Entscheid von Wirtschaftlichkeitsfragen, Aufdeckung unbekannter, klare Darstellung bekannter Zusammenhänge, Abkürzung häufiger Rechnungen) werden unter Darlegung der nomographischen Grundbegriffe an einfachen Beispielen nachgewiesen. Es werden u. a. behandelt das Bohren von Löchern in Bleche, die Berechnung von Biegungsmomenten, Berechnung von Nieten auf Scherfestigkeit und Lochleibungsdruck, Ermittlung der Monatserzeugung in Eisenkonstruktionswerkstätten. Hinweis auf weitere Anwendungsmöglichkeiten. Schema für die Behandlung einiger bei Blechträgern (Deckenunterzügen) auftretenden Fragen.

## I.

Bei jeglicher industrieller und handwerklicher Fertigung ist Wirtschaftlichkeit erstes Erfordernis. Man muß daher nach Verfahren Umschau halten, die geeignet erscheinen, die für die Herstellung eines Erzeugnisses zu machenden Aufwendungen möglichst abzukürzen und herabzusetzen. Im Eisenbau liegt die Reihenfolge der notwendigen Arbeitsgänge durch jahrelange Erfahrung und durch die an das fertige Erzeugnis zu stellenden Ansprüche im allgemeinen fest. Daher kann eine Besserung in wirtschaftlicher Hinsicht, von Verbesserungen des Materials abgesehen, nur in der Vervollkommnung des einzelnen Arbeitsganges selbst oder der zwischen den Arbeitsgängen vorzunehmenden Handlungen (z. B. Transportwege) gefunden werden. Die Vervollkommnung kann sachlicher Art (z. B. Aufstellung modernerer Maschinen, Verwendung günstigerer Verfahren, Ausbildung zweckmäßiger Knotenpunkte) und zeitlicher Art sein (z. B. Abkürzung der Herstellungszeit durch sachliche Verbesserung, durch bessere Organisation, Normung, Verwendung von Tabellen und zeichnerischen „Dimensionierungstafeln" im Konstruktionsbüro).

Die Anwendung der Nomographie (zeichnerischer Darstellung), wie sie im folgenden beschrieben wird, kann in beiden Fällen förderlich sein. Klare zeichnerische Darstellung wird mit Vorteil dazu verwandt werden, die Wirtschaftlichkeit des Betriebes in kürzerer Zeit übersichtlicher als bisher zu beurteilen und das Meiste aus ihm herauszuholen. Ergibt sich die Möglichkeit oder die Notwendigkeit von Verbesserungen, so kann die Auswirkung der Neuerungsvorschläge auf den Betrieb und das günstigste Ausmaß der Neuerung zweckmäßig auf anschaulichem, zeichnerischem Wege geprüft werden. Derlei Erwägungen erfordern genaue Einblicke in die einzelnen Arbeitsgänge, in Preis- und Konjunkturfragen und ihre Zusammenfassung unter höheren Gesichtspunkten, wie sie der leitende Ingenieur und der an der Spitze des Werkes stehende Wirtschaftler sich angelegen sein lassen muß. Die Anwendung zeichnerischer Verfahren gestattet gute Urteile, ja sie ermöglicht in vielen Fällen überhaupt erst einen Einblick in die vielfach zusammenhängenden Vorgänge, von denen die Wirtschaftlichkeit des Werkes abhängt und deren Kenntnis daher für die Entschlüsse der Geschäftsleitung maßgebend ist. Es leuchtet ein, daß weiterhin hierdurch eine schärfere Kalkulation ermöglicht und die Aufdeckung von Unwirtschaftlichkeiten und schädigenden Einflüssen gefördert wird. — Zweifellos gehören Aufwendungen zur Einrichtung und Aufrechterhaltung einer derartigen nomographischen Statistik; denn man kann nur solche Werte in zeichnerischen Darstellungen festhalten und verwerten, die wenigstens z. T. zuvor zahlenmäßig errechnet oder beobachtet worden sind. Bei Berücksichtigung der um ein Vielfaches schnelleren Arbeitsmöglichkeit mit Nomogrammen, bei der Neuartigkeit der Einblicke, die man in den Betrieb gewinnt, sowie bei den vielen rein geometrischen Möglichkeiten, welche eine dem jeweils verfolgten Zweck angepaßte Aneinanderreihung und die gegenseitige Inbeziehungsetzung und Umformung der verschiedenen zeichnerischen Darstellungen bietet, kommt man bald zu der vollen Überzeugung, daß in der Praxis bei vernünftiger Beschränkung die Vorteile die Aufwendungen überwiegen.

Im folgenden wird von einzelnen einfachen Beispielen ausgegangen. Das Bestreben ist dabei, kurz in die Gedankengänge der Nomographie einzuführen und zugleich einige der sehr zahlreichen Anwendungsmöglichkeiten im Eisenbau zu geben [2]).

In den Absätzen III und IV werden verschiedene Nomogramme schrittweise entwickelt. Die einfache zeichnerische Addition und Multiplikation wird kurz erläutert. Zum Schluß wird in Absatz V eine Lösung der Frage skizziert, wie für fertige Konstruktionsteile, und zwar für Blechträger, wenn alle Vorarbeiten geleistet sein werden, ein Nomogramm zur Bestimmung des jeweils wirtschaftlichsten Blechträgers bei bestimmten Lohn- und Preisverhältnissen sowie verschiedenen Spannweiten und Belastungen etwa aussehen wird. Für näheres Eindringen in die Grundlagen der zeichnerischen Darstellung (Nomographie) sei auf die folgenden leicht verständlichen Aufsätze und knappgefaßten Schriften verwiesen: 1. Über den Nutzen der Nomographie für den Konstrukteur von Dipl.-Ing. H. Winkel, Zeitschrift: Der Maschinenbau 1922, Heft 5. 2. Krauss, Die Nomographie oder Fluchtlinienkunst, Verlag Springer 1922. 3. Graphische Tafeln für Festigkeitsrechnungen von Vogel, Zeitschrift: Die Werkstattechnik 1921, Heft 18 und 1922. 4. Pirani: Graphische Darstellung in Wissenschaft und Technik, Sammlung Göschen Nr. 728, 1922. 5. Luckey: Einführung in die Nomographie, Verlag Teubner 1918/20. 6. Schilling, Über die Nomographie von D'Ocagne, Teubner. 7. Lacmann: Über die Herstellung gezeichneter Rechentafeln, Verlag Springer (soeben erschienen). 8. Der Verlag Springer kündigt weiterhin einführende Schriften von Werkmeister, Konorski und Schwerdt an.

## II.

Die einfachsten Formen zeichnerischer Darstellung sind allgemein bekannt und in täglichem Gebrauch. Mit einem Blick vermag der kaufmännische Leiter aus der Dollarkurve und der Konjunkturtafel (wie sie z. B. die Z. d. V. d. I. regelmäßig veröffentlicht), der Betriebsleiter z. B. aus Preßluftdiagrammen [3]), der Konstrukteur aus zeichnerischen Be-

[1]) Der Begriff „zeichnerische Rechenverfahren" ist umfassender als: „Nomographische Verfahren". Bei der praktischen Anwendung durch den Ingenieur kommt es weniger darauf an, der Absicht des Franzosen D'Ocagne treu zu bleiben, welcher das Fremdwort Nomographie zur Kennzeichnung bestimmter Arten zeichnerischer Darstellungen erfand, weil man sich dann vielfach Beschränkungen auferlegen müßte, als vielmehr alle praktisch verwertbaren Möglichkeiten des Grundgedankens des Verfahrens allgemein auszuschöpfen und dem gewünschten Zweck dienstbar zu machen. In diesem Sinne wird Nomographie im folgenden verstanden und mag „zeichnerische Verfahren" als Verdeutschung und Kennzeichnung für alle diejenigen gelten, denen es nicht auf geometrisch-mathematische Feinheiten, sondern auf schnelles Verständnis und praktische Anwendung ankommt.

Anmerkung der Schriftleitung. Es ist beabsichtigt, von diesem Aufsatz Sonderdrucke herzustellen. Etwaige Anfragen und Bestellungen sind an den Verlag zu richten.

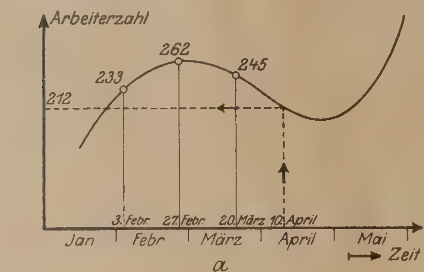
[2]) Vgl Eisner, „Die Nomographie, ein Hilfsmittel wirtschaftlicher Gestaltung und schärfster Selbstkostenermittlung", Zeitschrift „Der Maschinenbau" 1922. Heft 1; S. 11.

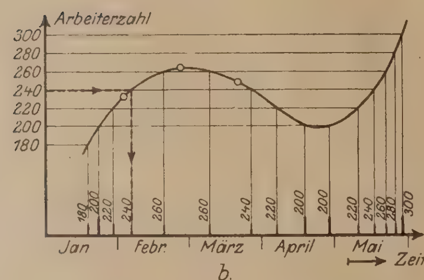
[3]) Diese Zeitschrift 1923 Heft 5, Schellewald, „Die Preßluftwirtschaft in den Eisenbauwerkstätten".

messungstafeln seine Schlüsse zu ziehen. Diese Beispiele ließen sich leicht vermehren. Es gilt, die in den alltäglichen Anwendungen schlummernden hervorragenden Möglichkeiten, deren man sich lediglich aus Unkenntnis bisher nicht bewußt wurde, zu nutzen.

Das folgende, nur als Schulfall zu wertende Beispiel soll zu einem Grundbegriff führen, mit dem man sich unbedingt vertraut machen muß, wenn man mit Erfolg Nomographie betreiben will. Es soll zeichnerisch dargestellt werden, wieviel Arbeiter im Werk zu bestimmter Zeit beschäftigt sind. Dies geschieht etwa derart, daß man in einem Achsenkreuz auf der einen Achse die Zeit, also Januar, Februar, März usw. fortlaufend aufträgt und für jeden Tag eine gleiche Streckenlänge festlegt und auf der anderen Achse die Anzahl der Arbeiter angibt (Abb. 1). Man beschäftigt z. B. am 3. Februar 233 Arbeiter, am 27. Februar 262, am 20. März 245 usw. (die entsprechenden Punkte sind eingekreist (Abb. 1a).

Auf diese Weise kann man das ganze Kurvenbild der Abb. 1a aufzeichnen. Das „Rechnen" erfolgt dann in der Weise, daß man bei Benutzung der vorliegenden Zeichnung (etwa zwecks Ermittelung der erzielten Produktionsleistung je Arbeiterstunde oder des Beschäftigungsgrades[4]) die zueinander gehörigen Werte von Zeitpunkt und Arbeiterzahl mittels einer durch einen Punkt der Kurve gelegten lotrechten und einer wagerechten Geraden aufsucht und auf den eingeteilten Achsen die Zahlen bzw. den Tag und Monat abliest. Die zeichnerische Darstellung (Abb. 1a) liefert also den Zusammenhang zwischen Zeit und Arbeiterzahl, oder wie man nomographisch sagt, die Funktion (Zeit, Arbeiterzahl). Man hat dabei noch nicht im eigentlichen Sinne „gerechnet"; jedoch soll unter „Rechnen" im folgenden immer das Aufsuchen zusammengehöriger Werte einer Funktion verstanden werden; also z. B. am 10. 4. wurden 212 Arbeiter beschäftigt (ist punktiert eingetragen). Aus dem Verlauf der „Arbeiter-Zeit-Kurve", wie sie steigt und fällt, während die Zeit vorwärts schreitet, lassen sich bereits etliche Schlüsse ziehen. Plötzliche Entlassungen würden ein steiles Abfallen der Kurve bedeuten, während ein flaches Absinken einen langsamen Produktionsrückgang bzw. eine sich über längeren Zeitraum erstreckende Arbeiterausstellung bedeuten würde. Höchste Belegschaft, Streiktage usw. können klar in der zeichnerischen Darstellung hervorgehoben werden. Man betrachte jetzt Abb. 1b, welche die gleiche Kurve darstellt wie Abb. 1a. Hier wurden diejenigen Punkte der Kurven herausgesucht, an denen gerade 180, 200, 220, 240 usf. Arbeiter beschäftigt waren. Von den mit diesen Zahlen bezifferten Punkten der lotrechten Achse wurde wagerecht bis zur Kurve und von dort rechtwinklig umbiegend in lotrechter Richtung auf die Zeitachse heruntergegangen. An den jeweiligen Fußpunkt ist der Betrag der zugehörigen Ordinate noch einmal angeschrieben. Man hat dadurch das Bild der Arbeiterkurve auf die Zeitachse projiziert und erhält auf diese Weise die in Abb. 1c dargestellte sogenannte „Doppelskala — oder verdichtete Leiter", also eine gerade Linie, welche auf der Unterseite regelmäßig nach der Zeit, auf der anderen Seite in unregelmäßigen Abständen nach der Arbeiterzahl eingeteilt ist. Engerer Teilung entspricht schnelles Anwachsen oder rasche Abnahme der Arbeiterzahl, weiterer Teilung entsprechen ruhigere Zeiten. Der Anblick der Doppelskala (Abb. 1c) oder auch nur der oberen, unregelmäßigen Teilung allein (Abb. 1d, sogenannte Funktionsskala, der wichtigste Grundbegriff der Nomographie), muß dem kundigen Beschauer die gleiche Vorstellung vermitteln können wie Abb. 1a; es muß dasselbe Gefühl, derselbe Denkprozeß ausgelöst werden, und das Wachsen und Fallen der Arbeiterzahl mit der Zeit muß auch jetzt genau erkannt werden. Zu dieser Erkenntnis ist, wenn man gründlicher zusieht, eine Umstellung des Anschauungsvermögens notwendig; für viele liegt hier bereits eine Schwierigkeit. Es sind nicht nur die persönlichen Trägheitswiderstände, die ähnlich wie dem Taylorsystem auch der Nomographie einen langen Weg bis zum restlosen Verständnis und bis zur praktischen Anwendung und Auswirkung aller ihrer Möglichkeiten aufzwingen. Es handelt sich vielmehr um eine neue Denkform, der unser gesamtes Kultur- und Geistesleben entgegengeht; diese Art zu denken ist am ausgeprägtesten bisher in der Technik zu finden, und dem Ingenieur erwachsen daher in der Zukunft Kulturaufgaben von wesentlicher Bedeutung. Die Schwierigkeit liegt vor allem darin, daß es sich um keine neue Wissenschaft mit neuen Gebieten handelt, auch um keine Umlenkung mit neuen Zielen, sondern daß das im alten Geistesrahmen Vorhandene und Gegebene in neuen Gedankenbahnen läuft. Es handelt sich um eine neue Denkform mit neuen Oberbegriffen.



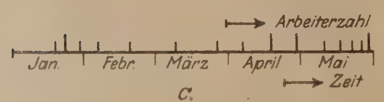







Abb. 1.

Man hat schon einen großen Schritt vorwärts getan; seit kurzer Zeit ist ein förmlicher Siegeslauf der Nomographie zu verzeichnen. In allen technischen Zeitschriften, überall und auf jedem Gebiet, findet man in den letzten Jahren eine fast unübersehbare Reihe neuer Rechenblätter, Nomogramme, Diagramme usw. Ihre Wichtigkeit gerade für die Technik in der kommenden Zeit ist auch an maßgebender Stelle erkannt worden. Die Nomographie ist in den Lehrplan der meisten technischen Hochschulen innerhalb des Mathematikunterrichtes aufgenommen worden. Diese Tatsache ist nicht zu unterschätzen; denn der leitende Ingenieur kann unmöglich im Getriebe seiner Tätigkeit Nomographie von Grund an selbst betreiben; dazu fehlt ihm für die immerhin Zeit erfordernde nomographische Arbeit die Muße. Er ist also auf nomographisch geschulte Hilfskräfte angewiesen, wenn die Arbeit zu voller Auswirkung gelangen soll. Vielleicht ist es, um bald zu positiver Arbeit zu kommen, überhaupt der zweckmäßigste Weg, daß in den Werken vor den Ingenieuren und Angestellten Vorträge über Nomographie gehalten werden.

Man kann zwei grundsätzlich verschiedene Arten von Nomogrammen unterscheiden; von beiden Arten soll je ein Beispiel genauer behandelt werden. Der Unterschied besteht darin, daß in dem einen Fall die Abhängigkeit der einzelnen dargestellten Größen, der νόμος also, unbekannt ist, im anderen Falle soll der Zusammenhang jedoch bekannt sein. Im ersten Fall muß eine Reihe zusammengehöriger Beobachtungs- und Erfahrungswerte (ohne Kenntnis ihres mathematischen Zusammenhanges) vorliegen. Im zweiten Fall wird etwa eine mathematische Formel den Zusammenhang zwischen den Größen angeben. Zunächst wird ein Beispiel der ersten Art behandelt.

In einer Eisenbauwerkstätte sollen für irgend welche Arbeiten Akkordlöhne festgesetzt werden. Dies kann geschehen, wenn Betriebserfahrungen vorliegen. Es soll sich um das Bohren von Nietlöchern in Bleche mit gewöhnlicher Bohrmaschine handeln und festgestellt werden, wieviel Lohnkosten, d. h.

[4]) Vgl. den Aufsatz von Walter, Schweiz. Bauztg. Bd. 81, wo zeichnerische Darstellung in sehr einfacher Weise für allgemeine wirtschaftliche Betrachtungen herangezogen wird.

welche Arbeitszeiten anfallen[5]). Man macht zu diesem Zweck während der Arbeit mit der Stoppuhr Beobachtungen, stellt sie zahlenmäßig fest und sucht nun auf Grund dieser Beobachtungen den Zusammenhang zwischen der gebrauchten Arbeitszeit, der Dicke des gebohrten Bleches und dem Durchmesser des Loches. Andere Abhängigkeiten mögen im Augenblick als zu wenig einflußreich angesehen werden und daher nicht von Interesse sein. Es liegt nahe, wenn man von Nomographie nichts weiß, eine Tabelle etwa in der Form der Abb. 2

| Loch-durchm. d mm. | Blechstärke δ mm. | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 |
| 8 | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | |
| 16 | | | ▨ | | | | |
| 20 | | | | | | | |
| 23 | | | | | | | |

Abb. 2.

anzufertigen. Diese Tabelle ist gewiß recht zweckdienlich. Es muß jedoch für jedes einzelne Feld einen Zahlenwert beobachtet werden, um ein vollständiges Bild zu erhalten.

Man vergleiche eine solche Tabelle mit dem Nomogramm, welches etwa folgendermaßen aufgestellt wird: Die Abszissenachse wird regelmäßig eingeteilt und an die Teilstriche als Bezifferung die Blechstärke in Millimetern geschrieben, wie es in Abb. 3a dargestellt ist; die andere Achse, ebenfalls in regelmäßiger Teilung, gilt für den Lochdurchmesser, und zwar sollen nur die gebräuchlichen Durchmesser besonders vermerkt werden. Hat man nun in der angegebenen Weise Beobachtungen gemacht, so können diese Versuchsergebnisse in das Koordinatensystem in bekannter Weise eingetragen werden. Es sollen hier gleiche abgestoppte Zeiten mit gleichen Zeichen, also z. B. mit o o o, x x x, □ □ □ gekennzeichnet werden[6]). Man erhält dann etwa die aus Abb. 3a erkenntliche Darstellung und sieht nunmehr die vermutete Gesetzmäßigkeit zum Vorschein kommen, welche die Tabelle nur sehr unvollkommen ermitteln konnte. Verbindet man durch je eine Kurve gleiche abgestoppte Zeiten, so erhält man die Darstellung der Abb. 3b, welche etwa mit einer Höhenschichtlinienkarte verglichen werden kann. Für den nomographisch geschulten Betriebsleiter lassen sich aus solchen Auftragungen für den Betrieb und für viele andere Fragen neue Einblicke

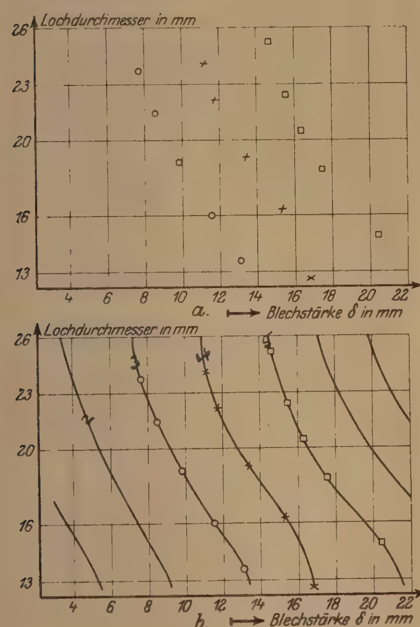


Abb. 3a u. b.

und Beziehungen entnehmen, welche von Nutzen sind. Derartige Auftragungen lassen sich für alle möglichen Arbeiten in der Werkstatt oder für ganz beliebige Abhängigkeiten (auch anderer Art) zwischen drei Größen ohne weiteres aufstellen. Dabei braucht man keineswegs ebensoviel Beobachtungspunkte zu ermitteln, wie es zur Ausfüllung aller Felder der Tabelle Abb. 2 erforderlich war.

Die Nomographie lehrt nun, daß man solche Tafeln in eine andere, viel übersichtlichere Form umwandeln kann. Auf das Verfahren und die grundlegenden mathematischen Beziehungen soll an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden; in dem „Sonderheft über Nomographie" der Zeitschrift „Der Maschinenbau", welches im Herbst dieses Jahres erscheinen soll, hat Herr Studienrat Schwerdt einen Aufsatz hierüber angekündigt, in welchem auch gerade das hier vorliegende Beispiel behandelt werden wird. Das Ergebnis dieser Umformung ist in Abb. 4a dargestellt und besteht aus 3 mit Teilstrichen versehenen Linien, welche durch ein darüber gelegtes Lineal oder einen Faden (gerade Linie) in Beziehung zueinander gesetzt werden. Da der Zusammenhang zwischen Blechstärke, Nietdurchmesser und erforderlicher Herstellungszeit dargestellt werden soll, heiße die eine der drei Linien: die „Durchmesserleiter (d)", die zweite Linie: „die Blechdickenleiter (δ)", die dritte ist die „Zeitleiter" und soll mit St bezeichnet werden. Die Teilstriche der „d-Leiter" entsprechen den Teilstrichen der Ordinatenachse und die Teilstriche der „δ-Leiter" der Teilung der Abszissenachse in Abb. 3a und 3b, während je

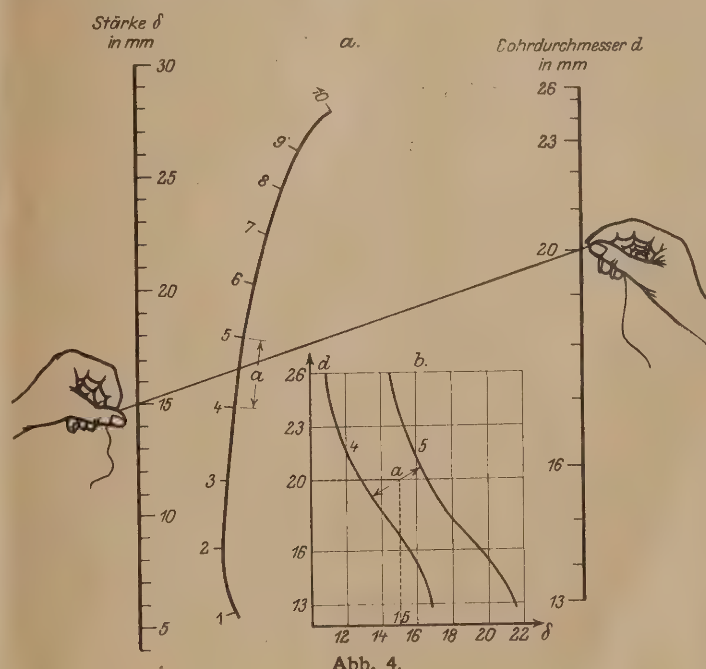


Abb. 4.

einer Kurve der Abb. 3b ein Teilstrich der „St-Leiter" entspricht. Das in Abb. 4a eingezeichnete Beispiel mag mit Abb. 4b verglichen werden, woraus die Art des Zusammenhanges zwischen beiden Nomogrammen hervorgehen wird.

Man ist also auf Grund einer beliebigen Tafel von der Art der Abb. 3 in der Lage, sehr übersichtliche, bequem zu handhabende Nomogramme aufzustellen, ohne irgendeinen mathematischen Zusammenhang, falls ein solcher überhaupt bestehen sollte, zu kennen.

Wie die Umwandlung der Abb. 3b in die Abb. 4 ungefähr vor sich geht, mag die nachstehende Überlegung zeigen. Die in Abb. 3a und b ermittelten Kurven haben alle etwa die gekrümmte Gestalt der Abb. 5. Es ist möglich, die Kurve in die gerade Linie überzuführen. Wenn man in dem Bereich, in welchem die Kurve langsam fällt, die Teilung der Abszissenachse verengert und dafür an den Stellen stärkerer Steigung

[5]) Die Unterlagen verdanke ich Herrn Prof. Schachenmeier in München.

[6]) Es bedeute z. B.: o = 3 Minuten, x = 4 Minuten, □ = 5 Minuten oder beliebige andere beobachtete Zeiten.

die Teilung erweitert (wie es in Abb. 5 angegeben ist), die Teilung also ungleichmäßig macht, so nimmt man hiermit eine sogenannte „Anamorphose" vor; es wird augenscheinlich, daß es dadurch gelingt, die Kurve auszustrecken, zu begradigen.

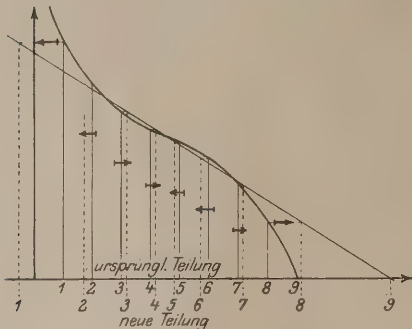



Abb. 5. Die Kurve soll in die gerade Linie umgewandelt werden.

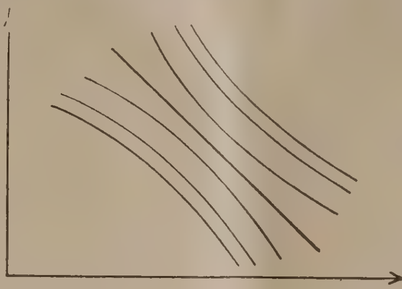


Abb. 6.

Bei richtiger Wahl der Verengerung und Erweiterung kann die Kurve zu einer völlig geraden Linie auseinandergezogen werden. Wird also im vorliegenden Fall die bisher regelmäßige Blechdickenteilung auf der x-Achse ungleichmäßig gemacht, so leuchtet es ein, daß man die Kurven gleicher Zeitanfälle in der erwähnten Weise strecken kann; wird diese Anamorphose gleichzeitig sowohl für Abszissen- als auch für die Ordinatenachse in bestimmter Weise durchgeführt, so sind die meisten in der Praxis vorkommenden Gesetzmäßigkeiten derart, daß man Nomogramme erhält (z. B. von der Form der Abbildung 6), welche sich besonders leicht in die Form einer Dreileitertafel (Abb. 4a) umwandeln lassen. Sehr häufig in der Technik erhält man überhaupt nur gerade Linien, welche parallel oder gebüschelt sind. Die Dreileitertafel kann Gestalten annehmen, wie sie in den Abb. 7 aufgezeichnet sind. Sie zeigt entweder drei parallele Leitern, auch können einzelne oder alle Leitern aus Kurven bestehen. Die Auswertung erfolgt jedesmal durch eine gerade Linie, welche auf den drei Teilungen der drei Leitern zusammengehörige Werte abschneidet. Hierbei müssen jedesmal zwei Werte gegeben sein, welche die gerade Linie bestimmen. Der dritte, gesuchte Wert wird auf diese Weise schnell gefunden.

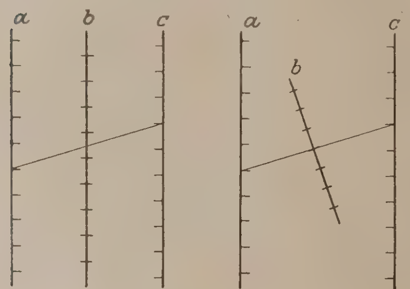



Abb. 7.

Die Benutzung des endgültigen Nomogrammes, Abb. 4a, für die Bestimmung der erforderlichen Arbeitszeit zum Bohren von Löchern in Bleche gestaltet sich sehr einfach und hat gegenüber der Verwendung der Tabelle Abb. 2 mannigfache Vorzüge. Solche Werkstattnomogramme können mit großem Nutzen zu den Zwecken verwandt werden, die Jucho in seiner Doktordissertation für die verschiedenen Arbeitsgänge in der Werkstatt im Auge gehabt hat. Die Anwendung der Nomographie im Betrieb ergänzt die Gedankengänge Juchos, führt zu einer praktischen, zweckmäßigen Durchführung und gestattet durch die übersichtliche, handliche Form ein erfolgreiches, tägliches Arbeiten mit ihnen. Man kann also in dieser Weise die Kosten, z. B. für Richten, Biegen, Vorzeichnen, Ankörnen usw. ermitteln und wird dabei zweckmäßig nicht in veränderlicher Papiermark pro Tonne oder in Friedenspreisen multipliziert mit Teuerungsziffern, sondern in Stunden Arbeit und Kilogramm, Liter, Kilowatt usw. Material- und Energieverbrauch rechnen. Weitere Anwendungsmöglichkeiten sind in dem oben erwähnten Aufsatz in der Zeitschrift „Der Maschinenbau" 1922 zu finden [6a].

Besondere Vorteile hat jedoch die Darstellung in der Form der Abb. 4a gegenüber der Tabellenform, wenn man mehr als 3 Größen in Beziehung zueinander setzen will. Hier versagt die Tabelle fast vollständig. Die Tabelle hat zwei Eingangsspalten und einen gesuchten Wert (das zu den beiden Eingangsspalten gehörige Feld). Wollte man beispielsweise eine vierte Größe in ihren Zusammenhängen mit den 3 anderen untersuchen, so brauchte man mehrere Tabellenblätter, also ein ganzes Buch. Man denke z. B. an Eisenbetontabellen oder Tabellen für Widerstandsmomente genieteter Träger o. ä. Jegliche Übersicht solcher Tabellen mit mehreren Seiten geht verloren, und bei mehr als 4 gleichzeitig veränderlichen Größen versagt die Tabellenform vollständig. Dagegen lehrt ein Blick auf Abb. 8, daß es sehr einfach ist, in Nomogrammen mehrfache Abhängigkeiten darzustellen, indem dann nämlich z. B. die mittelste Leiter einfach durch mehrere nebeneinanderliegende Leitern ersetzt wird; man erhält auf diese Weise beispielsweise eine Geraden- oder Kurvenschar. Jeder Geraden oder Kurve der Schar entspricht ein Wert der vierten veränderlichen Größe; die Einteilung jeder dieser Linien verschiebt sich etwas von einer zur anderen Linie und eben diese Verschiebung stellt den Einfluß der vierten veränderlichen Größe dar. So ist in Abb. 8 ein Nomogramm dargestellt, welches außer dem Zusammenhang zwischen Bohrdurchmesser, Blechstärke und Arbeitszeit noch den Gebrauch verschiedener Bohrgeräte zu berücksichtigen gestattet (etwa Schnell-Bohrmaschinen gegenüber gewöhnlichen Handbohrmaschinen u. ä.). Die Übersichtlichkeit ist gewahrt und, wer nomographisch zu denken gewöhnt ist, übersieht mit einem Blick die Abhängigkeit aller 4 Größen. Verbindet man in gleicher Weise wie in Abb. 3a/3b die Punkte gleicher Zeitanfälle, so erhält man in der Mitte zwischen den äußeren beiden geraden Leitern ein Netz (Abb. 8b). In ähnlicher Weise können auch die äußeren Leitern durch Scharen von Leitern

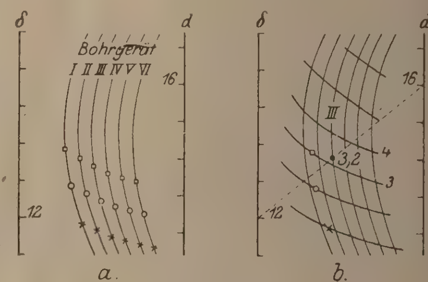



Abb. 8.

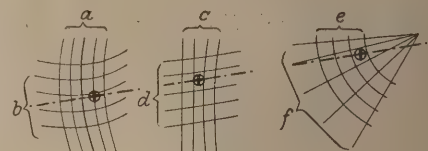



Abb. 9.

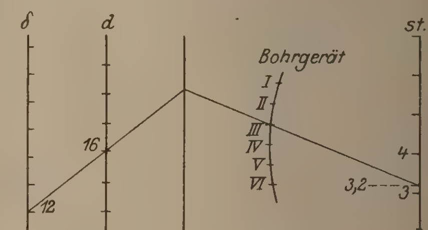



Abb. 10.

---

[6a]) Eine Verwendung fertig vorgedruckter betriebstechnischer Nomogramme, wie sie einige Vertriebsstellen solcher Tafeln und lithographische Anstalten als Massenartikel (Schablonen) in den Handel zu bringen beabsichtigen, ist nicht ratsam; bei gleicher Art der Herstellung, bei ähnlicher äußerer Form kommen in der Einteilung und Bezifferung gerade die Besonderheiten jedes einzelnen Betriebes zum Ausdruck. — Zahlen, die für den einen Betrieb gelten, können nicht ohne weiteres auf einen anderen Betrieb übertragen werden.

oder durch Netze ersetzt werden, wie dies in Abb. 9 für nunmehr 6 veränderliche Größen a, b, c, d, e, f schematisch dargestellt ist. Noch mehr als 6 veränderliche Größen kann man in der Weise berücksichtigen, daß man diese zu Paaren von je 6 bzw. 3 veränderlichen Größen durch Einschaltung von Hilfsgrößen zusammenfaßt. Die Auswertung geschieht jedesmal mit Hilfe einer geraden Linie (Lineal oder Faden), von der in beliebiger Auswahl zwei Punkte gegeben und der dritte gefunden wird; jeder der drei Punkte ist dabei als Schnittpunkt der in dem betreffenden Netz sich schneidenden Kurven bestimmt[7]. Wird diese Darstellungsweise zu undeutlich, so kann man in den meisten praktischen Fällen mit sogenannten Zapfenlinien arbeiten, für welche das vorliegende Beispiel der Abb. 8b die Form der Abb. 10 annimmt. Die Zapfenlinie trägt keine Teilung. Neun und mehr Variable mit Hilfe von Zapfenlinien berücksichtigten zuerst die Werkstattnomogramme von Eipel[8]). Derartige Tafeln sind seit längerer Zeit u. a. in einer Münchener Werkzeugmaschinenfabrik[9]) in Gebrauch. Im Rahmen wissenschaftlicher Betriebsführung, die dort bis ins Einzelne durchgeführt wird, ist Nomographie in verschiedener Weise im Gebrauch. Akkordlöhne werden überall da, wo eingehende Zeitstudien noch nicht durchgeführt sind oder nicht verlohnen, auf Grund von Nomogrammen festgesetzt. Jeder Arbeiter hat eine einfache zeichnerische Darstellung an seinem Arbeitsplatze hängen, die er selbst einstellt und abliest. Bewegliche Nomogramme mit Schlitzen, Drehpunkten u. ä. (Rechenmaschinen in Nomogrammform) werden auch in der Nachkalkulation, ferner bei der Arbeitsverteilung angewendet. Im Konstruktionsbüro werden ähnliche Hilfsmittel, wie die bekannten Tafeln von Prof. Krell. und des Ausschusses für Wirtschaftliche Fertigung, benutzt. Die Erfolge sind nach den Urteilen von Prof. Prinz und Weiss recht gut.

## IV.

Bei der zweiten Art von Nomogrammen ist das Gesetz, nach welchem die einzelnen darzustellenden Größen voneinander abhängen, durch eine Formel bekannt. Es soll zunächst als Grundlage für das Verständnis der durchgeführten Beispiele dargelegt werden, wie man nomographisch addiert und multipliziert. Als Beispiel wird dann zeichnerisch die Ermittelung der Monatserzeugung in Eisenkonstruktionswerkstätten nach dem Verfahren von Obering. Schellewald[10]) und sodann ein Nomogramm für Vernietungen nach H. Winkel gegeben; das erste Beispiel beruht wesentlich auf Addition, das zweite auf Multiplikation.

Addition. In Abb. 11 sind zwei parallele gerade Linien I und II in beliebigem Abstand a gezogen und auf ihnen an einer Nullinie $o_1o_3$ beginnend die zu addierenden Größen rechts und links gleichmäßig aufgetragen. Ist $o_1A = x$, $o_3B = y$, dann schneidet die gerade Verbindungslinie AB auf einer dritten parallelen Linie III (in der Mitte zwischen den beiden andern) die Größe $o_2C = \frac{x+y}{2}$ ab. Diese Beziehung folgt aus ähnlichen Dreiecken, wenn man durch A bzw. C Parallelen zur Nullinie $o_1o_2$ legt und die entsprechenden Dreiecke betrachtet. Damit man sofort auf der Mittelleiter anstatt $\frac{x+y}{2}$ das gewünschte Ergebnis x + y ablesen kann, muß der Maßstab der Leiter III halb so groß sein wie der Maßstab der beiden äußeren Leitern. Werden alle 3 Teilungen auf der Nullinie begonnen, so liest man deshalb in gleicher Höhe auf der Mittelleiter z. B. 4 ab, in der auf den beiden äußeren Leitern je eine 2 steht, weil 2 + 2 = 4 ist. Ebenso liegen die Punkte 3, 6, 3 auf den Leitern I, III, II in einer Höhe. — Es gibt noch viele andere Verfahren, um zu addieren; beispielsweise kann man die Eigenschaften von Linien unter 45° durch den Koordinatenanfang benutzen, daß von jedem Punkt einer solchen Linie die Entfernung zur Abszissen- und zur Ordinatenachse gleich groß ist u. ä. m. Hierauf soll jedoch nicht näher eingegangen werden.

Abb. 11.

Multiplikation: Teilt man in einem Achsenkreuz (Abb. 12) die x- und y-Achse gleichmäßig ein, so erfüllt, wie soeben erwähnt, eine Gerade unter 45° durch den Anfangspunkt die Bedingung, daß auf ihr überall x = y ist. Für eine flacher ansteigende gerade Linie ist jeweils x größer als y; beispielsweise für eine Linie unter 26° 34' (tg = ½) ist x = 2 y. Man kann daher an die Gerade unter 45° eine 1, an die Gerade unter 26° 34' eine 2 schreiben, wenn man dazu die Rechenregel gibt, daß die Bezifferung folgendes bedeuten soll: Will man y mit 1 multiplizieren, so hat man von dem Punkt der Teilung auf der Ordinatenachse, welcher der Größe von y entspricht, bis zur Linie unter 45° („bis zur Linie 1") zu gehen, von dort rechtwinklig umbiegend nach der x-Achse zu ziehen und dort das Ergebnis der Multiplikation mit 1 abzulesen. Bei der Multiplikation mit 2 hätte man von dem Punkt der Ordinatenachse wagerecht bis zur Linie unter 26° 34' („bis zur Linie 2") und von dort lotrecht bis zur x-Achse zu gehen, wo man das Ergebnis abliest. Man kann sonach ein ganzes Strahlenbüschel mit entsprechenden Bezifferungen in den x y - Quadranten eintragen und dieses als Multiplikationstafel benutzen. Alle Multiplikatoren kleiner als 1 liegen steiler als 45°. Dies alles gilt, wenn auf den Achsen die Größen x und y regelmäßig, d. i. mit gleichen Abständen (z. B. die Strecke von x = 5 bis x = 4 ist ebenso lang wie von x = 8 bis x = 7) und ferner auf beiden Achsen im gleichen Maßstabe (x = 8 bis x = 7 ebenso lang wie y = 8 bis y = 7) aufgetragen sind. Man ersieht jedoch, daß die Genauigkeit des Ergebnisses bei dieser Art der Darstellung für sehr kleine oder für sehr große Multiplikatoren recht schlecht wird, und hilft sich dann damit, daß man die Maßstäbe verändert; beispielsweise so, daß für die am häufigsten vorkommenden Rechnungen möglichst wenig schräge Schnitte entstehen. Als Anwendung einer solchen Multiplikationstafel mit Strahlenbüschel mag Abb. 13 dienen[11]), in der das Biegungsmoment M = P . l zeichnerisch gefunden wird; M hat die Dimension mkg, P die Dimension kg oder t und l die Dimension cm oder m. Hier wird die Gerade A B als Skalenträger in der Weise benutzt, daß P in kg gleichmäßig auf ihr abgetragen wird. Versieht man die y-Achse mit der Längenteilung l in m, so muß die x-Achse mkg = Teilung erhalten. Für P = 800 kg; l = 4,5 m findet man dann M = P . l wie folgt: Man verbindet C = 800 auf der oberen Teilung mit O und geht auf dem Strahl CO bis zur wagerechten Linie durch D, welche dem Wert l = 4,5 entspricht; der Schnittpunkt sei E; dann trifft das Lot durch E die untere Teilung bei M = 3600 mkg. Will man dividieren, also aus M durch Division mit der Länge l die Kraft P finden, so muß man in umgekehrter Reihen-

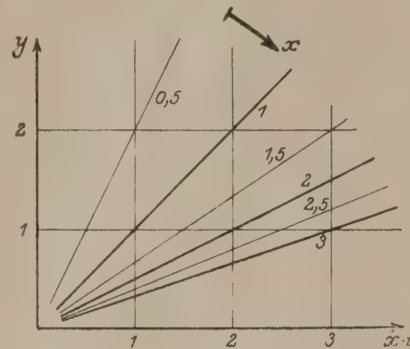



Abb. 12.

[7]) Über weitere nomograph. Darstellungsmöglichkeiten siehe den Aufsatz von Luckey, Zeitschr. für angew. Mathem. u. Mech. 1923 Heft 1.

[8]) Verlag Krayn, Berlin.

[9]) Werkzeugmaschinenfabrik E. Katzenberger Nf., Adelgundenstr. 21.

[10]) Die Ermittelung der Monatserzeugung in Eisenkonstruktionswerkstätten. Veröffentlichungen der Kommission für wirtschaftl. Betriebsführung des deutschen Eisenbauverbandes 1921.

[11]) Nach H. Winkel.

folge vorgehen. Von der Richtigkeit der Darstellung kann man sich wiederum durch Betrachtung ähnlicher Dreiecke überzeugen, wenn man gleichzeitig auf die Maßstäbe Rücksicht nimmt (die Quadratseite ist 10 Einheiten lang).

Eine andere Art der Multiplikation erhält man, wenn man auf den beiden Achsen die beiden miteinander zu multiplizierenden Größen aufträgt und, ähnlich wie im Beispiel der Feststellung der Kurven gleicher Zeitanfälle beim Bohren (in Abb. 3) alle die Punkte miteinander verbindet, für welche das Produkt x . y gleich groß ist (Abb. 14). So folgt z. B. die Produktkurve 6 aus den Punkten: 1.6 = 6; 2.3 = 6; 3.2 = 6; 1,5 . 4 = 6; 4 . 1,5 = 6; 0,5 . 12 = 6; 12 . 0,5 = 6 usw. Die hierbei entstehenden Kurven sind gleichseitige Hyperbeln, wie auch mathematisch leicht zu beweisen ist. — Noch anders, und zwar viel einfacher, gestaltet sich die Multiplikation, wenn man sie durch Logarithmieren auf die Addition zurückführt (Abb. 15). Für z = x . y erhält man dann Log z = Log x + Log y. Man denke hierbei an die auf dem gewöhnlichen Rechenschieber befindliche Teilung, bei welcher die Strecke von 1 bis 2 ebenso lang ist wie die Strecke von 2 bis 4 oder von 4 bis 8 usw. Eine solche Teilung entsteht, indem von einem Anfangspunkt (welcher nicht ,,Null", sondern ,,1" heißt) zu einer bestimmten Zahl, z. B. 2, der zugehörige Logarithmus im Betrage von 0, 30103 in einer bestimmten Längeneinheit, z. B. Zentimetern von 1 aus abgetragen und an den Endpunkt die betreffende Zahl 2 geschrieben wird. Die Wahl eines Maßstabes, z. B. 25 cm (wie beim üblichen Taschenrechenschieber) besagt, daß beim Auftragen jede Strecke mit 25 zu multiplizieren ist. Es wird also vom Anfangspunkt 1 bis zur Zahl 2 abgetragen: 0,30103 . 25 = 7,525 cm. Von 1 bis 10 sind dann genau 25 cm. Die so entstehende Teilung (Rechenschieberteilung) ist nicht mehr regelmäßig, wie die bisher angewandten Teilungen, sondern ,,logarithmisch". Bei Benutzung dieser Teilung erinnere man sich der Gedankengänge, wie sie bei Herstellung der unregelmäßigen Teilung in Abb. 1c bzw. 1d auftraten, wo das Bild der Arbeiterzeitkurve in eine unregelmäßige Teilung verwandelt wurde, oder der unregelmäßigen Teilung der durch Anamorphose entstandenen Teilungen der Abb. 4a.

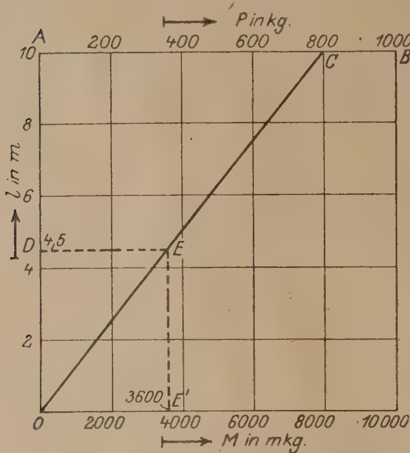



Abb. 13.

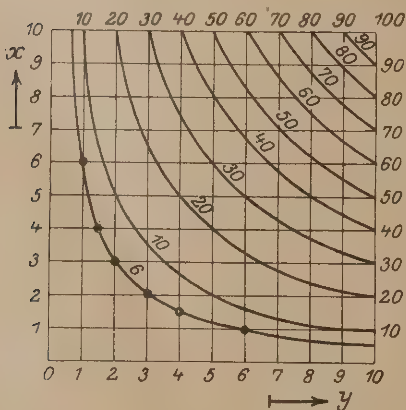



Abb. 14.

Die logarithmische Teilung gestattet nun, in völlig gleicher Weise wie bei gewöhnlicher Addition vorzugehen. Man zeichnet wieder, wie in Abb. 11, zwei parallele gerade Linien I und II in beliebigem Abstande a und trägt auf diesen von einer Anfangslinie 1—1 aus für die zu addierenden Größen rechts und links Rechenschieberteilungen auf. Die Strecke $O_1A$ hat also (in cm gemessen) die dem Log x entsprechende Länge, obwohl nunmehr bei A die Größe x selber angeschrieben ist. Verbindet man wieder die Punkte A (entsprechend x) und B (entsprechend y), so schneidet die gerade Verbindungslinie auf der dritten parallelen Leiter III in der Mitte zwischen den beiden anderen (wenn der Maßstab der mittleren Leiter wiederum halb so groß ist wie derjenige der beiden äußeren) einen Punkt C ab, an welchem dann das Produkt x . y abgelesen werden kann[12]. Bei dieser Tafel liegen also die Quadratzahlen auf der Mittelleiter und die dazu gehörigen Grundzahlen auf den Außenleitern in einer Höhe. Eine Anwendung dieser Art zu multiplizieren stellen die oben erwähnten betriebstechnischen Tafeln von Eipel dar[12a].

Nunmehr können unter Benutzung der vorstehend gegebenen Grundbegriffe die erwähnten Beispiele entwickelt werden. Für die Ermittelung der Monatserzeugung in einer Eisenkonstruktionswerkstätte teilt Schellewald a. a. O. die Arbeitsvorgänge in der Werkstatt in 4 Gruppen ein und zwar: Gruppe I: Vorzeichnen; Gruppe II: Ankörnen, Ablängen, Hobeln, Lochen, Bohren, Fräsen, Ausklinken, Schmiedearbeit usw.; Gruppe III: Zusammenbauen; Gruppe IV: Nieten, Verputzen, Anstreichen. Schellewald sagt dann wörtlich: ,,Der Lohnanteil dieser Gruppen am Gesamtlohn wird der einfachen Handhabung halber mit abgerundeten Zahlen verrechnet, und zwar für Gruppe I mit 10 vH, Gruppe II 20 vH, Gruppe III mit 20 vH und Gruppe IV mit 50 vH. Dies beruht auf einer langjährigen, sorgfältig geführten Statistik, welche gezeigt hat, daß diese Lohngruppen stets ein bestimmter Bruchteil des Gesamtlohnes sind, daß Abweichungen hiervon sich in engen Grenzen halten, und daß diese Gesetzmäßigkeit für alle Arten von Konstruktionen gilt. Je nach der Arbeitsweise und der Einrichtung einer Werkstatt werden die Sätze sich ändern; auch liegt ohne weiteres die Möglichkeit vor, eine andere Zusammenfassung der Gruppen vorzunehmen oder die Zahl derselben zu verringern oder zu erhöhen. Die Aufnahme für einen Monat, die zweckmäßig in einen Vordruck eingetragen wird, soll z. B. am Stichtag ergeben, daß von einem Auftrag 90 t vorgezeichnet, 110 t noch nicht zusammengebautes Material bearbeitet, 40 t zusammengebaut, aber noch ungenietet, 30 t versandfertig hergestellt sind; dann ist die geleistete Arbeit an diesem Auftrag einer Erzeugung von 90 . 0,1 + 110 . (0,1 + 0,2) + 40 . (0,1 + 0,2 + 0,2) + 30 = 92 t versandfertiger Konstruktion gleichzustellen." Allgemein handelt es sich also um den Rechnungsvorgang $^1/_{10}$ x + $^3/_{10}$ y + $^5/_{10}$ z + u = v Tonnen versandfertiges Material, wo x, y, z, u, v wechseln können (also 5 veränderliche Größen vorhanden sind). Bei jeder Monatsfeststellung muß mehrmals aufaddiert und gerechnet werden. In Anwendung des in Abb. 11 dargelegten

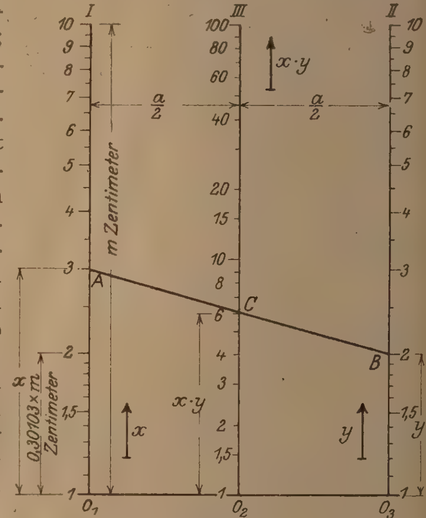



Abb. 15.

Null-Linie

Abb. 16.

[12]) Entsprechend log x + log y = log (x. y).

[12a]) Für Formeln, in denen multipliziert und potenziert wird, eignet sich besonders das fast immer schnell und einfach zum Ziele führende Verfahren von Kretschmer, bei welchem die mühsame Herstellung von Teilungen meist ganz entfällt (vgl. Werft, Reederei, Hafen, 1923, S. 31/35, Heft 2).

Verfahrens kann man auf Pappe, Glas, Metall o. ä. haltbares Material ein für alle Mal die in Abb. 16 dargestellte Rechentafel entwerfen. Sie ist genau wie Abb. 11 entstanden, nur ist unterhalb der Abszissenachse nach unten herumgeklappt noch einmal eine entsprechende Auftragung gemacht worden wie oberhalb der Achse. Um der Gleichung zu genügen, müssen die einzelnen Maßstäbe so gewählt werden, daß z. B. x = 150 ebenso lang ist wie y = 50, wie z = 30 und wie u = 15 (weil $^1/_{10}$ x mit $^2/_{10}$ y, mit $^5/_{10}$ z und mit u gleichberechtigt ist). Verbindet man dann x mit y, z mit u, so erhält man auf der Mittelleiter, die eine halb so große Einheitsteilung hat wie die Außenleitern, unmittelbar die gesuchte Anzahl Tonnen v, welche der versandfertigen Leistung gleichzustellen ist. Alle Teilungen sind vollständig regelmäßig, die Arbeit ist rein mechanisch und jeder Vorzeichner kann sie selbständig vornehmen, wenn er sie einige Male unter Anleitung ausgeführt hat; der Gebrauch macht ihm Freude, ein Verrechnen oder ein Ablesefehler kommt höchstens ebenso oft vor wie bei zahlenmäßiger Berechnung im Betriebsbüro durch die dortigen Angestellten. Ein Nachteil ist die verschiedene Genauigkeit der einzelnen Teilungen; sie läßt sich aber durch entsprechende Größenbemessung in den erforderlichen Grenzen halten. Die Tafel gilt für alle vorkommenden Werte x, y, z, u, v und ist unabhängig von zeitlichen Einflüssen. Man ersieht hieraus eine wesentliche Eigenschaft der Nomogramme: Einmal aufgezeichnet, gelten sie für alle jemals vorkommenden Werte, ob die Tafel 20 Monate oder 20 Jahre in Gebrauch ist.

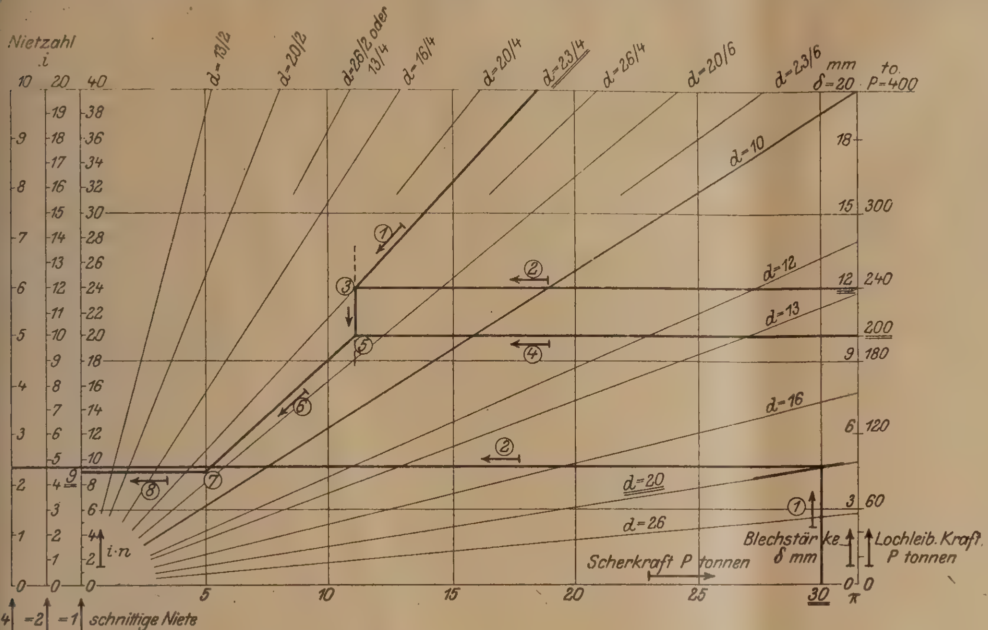



**Abb. 17.** Beispiel für Scherbeanspruchung: gegeben P = 30; d = 2; gibt i = 10 bzw. 5 bzw. 3, Beispiel für Lochleibung: gegeben δ = 12 (rechts); d = 23 und n = 4 (oben); P = 200 (rechts); gibt i = 9 (links) (gültig für $k_S$ = 1000; $k_L$ = 2000 kg/cm²).

Ein zweites Beispiel (für Multiplikation) ist die Niettafel nach H. Winkel. Es soll hier nur die Berechnung der Niete auf Scherfestigkeit nach der bekannten Gleichung

$$P = i\,\frac{\pi\, d^2}{4}\, n\, k_s$$

betrachtet werden, wo n angibt, wievielschnittig die Niete sind, i die Nietanzahl und d den Lochdurchmesser bedeutet. Die Diagonale von der unteren linken nach der rechten oberen Ecke teilt das Nomogramm in zwei Teile; im rechts gelegenen Teil ist die Berechnung auf Abscheren dargestellt. Das in Abb. 17 dargestellte Nomogramm gilt nur für eine Spannung $k_s$ = 1000 kg/cm². Setzt man in obiger Gleichung P = x, i . n = y, $\frac{\pi d^2}{4} k_S$ = a, so vereinfacht sich die Gleichung zu x = a . y. Es handelt sich also um einen rein multiplikativen Zusammenhang. Entsprechend dem in Abb. 12 dargelegten Verfahren wird auf der x-Achse x = P, auf der y-Achse y = i . n aufgetragen und es muß jetzt — abgesehen von der Stellenzahl (1000) —, um der Gleichung zu genügen, P mit $1/\frac{\pi d^2}{4}$ multipliziert werden, um i . n zu erhalten. Jeder einzelnen schrägen Geraden der Abb. 17 entspricht also ein bestimmter Wert der Größe, mit welcher die Abszisse P multipliziert werden muß; die Geraden müssen also entsprechend den Werten, welche $1/\frac{\pi d^2}{4}$ annehmen kann, beziffert werden, oder da π ein konstanter Faktor ist, kann statt dessen auch sofort der zugehörige Wert d² bzw. d an die schräge Gerade zur Kennzeichnung geschrieben werden. Es wird also an jeden Strahl nur der Wert von d, welcher allein von Interesse ist, herangeschrieben, obwohl der Strahl eigentlich den Wert $1/\frac{\pi d^2}{4}$ verkörpert. Es leuchtet ein, daß, während die Teilungen für P und für i . n regelmäßig sind, die Folge der Teilung für den Durchmesser unregelmäßig, und zwar quadratisch sein muß ($^1/\pi/_4$ ist nur ein Zahlenfaktor). Daher kommt es, daß die Strahlen für d unregelmäßigen Abstand haben und daß der Tangens ihres Neigungswinkels nicht etwa gleichmäßig, sondern quadratisch steigt bzw. fällt, wenn d regelmäßig wächst. Dargestellt sind nur diejenigen Werte d, welche gebräuchlich sind.

Um nun die richtige Lage jeder einzelnen schrägen Geraden zu finden, geht man am besten von derjenigen Lotrechten des Nomogrammes aus, welche, abgesehen von der Stellenzahl, dem Werte P = π entspricht, also etwa dem Werte P = 31,415 t. Für P = π folgt aus der obigen Gleichung: i . n = 40/d². Der Wert d = 2 cm bzw. 20 mm ergibt, weil für ihn d² = 4 ist, nach der vorliegenden Gleichung einen Wert i . n = 10; der Strahl d = 20 mm geht also durch den Anfangspunkt des Koordinatensystems und durch den Punkt (P = π; i . n = 10). Der Strahl d = 10 mm ergibt für P = π einen Wert i . n = 40 und wird also durch die Diagonale vom Anfangspunkt nach der rechten oberen Ecke des Nomogramms dargestellt (vgl. Abb. 18a).

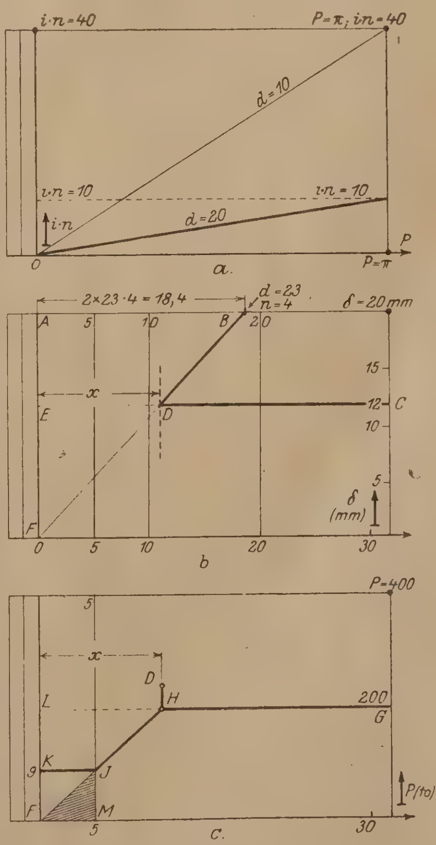



**Abb. 18.**

In gleicher Weise kann man sich die Punkte errechnen, welche den verschiedenen Werten d für P = π entsprechen.

Es muß nun weiter das Produkt i . n in i und in n zerlegt werden, da diese Teilwerte und nicht die Werte des Produktes von Interesse sind. Zu diesem Zweck ist in Abb. 17 die y-Achse in mehrere nebeneinanderliegende Leitern aufgelöst. Jede einzelne lotrechte Leiter entspricht je einem Wert n, und zwar sind in Abb. 17 nur die Werte n = 1, n = 2 und n = 4 dargestellt worden. Es erscheint selbstverständlich, daß z. B. i = 12, 6 und 3 auf einer Höhe auf den Leitern n = 1, 2, 4 liegen müssen. Bedingung ist ja nur, daß in einer Wagerechten der Wert des Produktes i . n unverändert bleibt. Das eingezeichnete Beispiel bezieht sich auf P = 30 t und d = 20 mm; man geht von P = 30 auf der unteren Teilung senkrecht nach oben bis zum Strahl d = 20 und von dort wagerecht nach links. Man liest dann auf der Teilung „einschnittig" i = 10, auf der Teilung „zweischnittig" i = 5, auf der Teilung „vierschnittig" i = 3 ab. Bei abgelesenen Brüchen ist als Nietzahl selbstverständlich die jeweils nächst höher gelegene ganze Zahl zu wählen.

Die übrigen Teilungen der Abb. 17 dienen zur Berechnung der Niete auf Lochleibungsdruck nach der Formel

$$P = d \cdot \delta \cdot n \cdot i \cdot 2\, k_s,$$

wenn in üblicher Weise die zulässige Spannung doppelt so groß wie für Scheren vorausgesetzt wird. Die Darstellung folgt gleichfalls dem Aufsatz von H. Winkel, obgleich die Möglichkeit einer viel klareren und übersichtlicheren Auswertung in Form eines Nomogrammes nach Abb. 10 besteht. Die Strahlen durch den Koordinatenanfangspunkt, welche oberhalb der von links unten nach rechts oben gezogenen Diagonale verlaufen, sind mit zwei Zahlen, z. B. 23/4 benannt. Dies soll bedeuten, daß für diesen Strahl d = 23 mm und gleichzeitig n = 4 ist. Die rechte lotrechte Begrenzungslinie des Nomogrammes ist auf ihren beiden Seiten verschieden benannt und beziffert: innen ist die Blechstärke δ in mm, außen die Lochleibungskraft P in Tonnen aufgetragen; die Punkte δ = 30, P = 60, ferner δ = 20, P = 400 usw. fallen zusammen. Der Grund für diesen Unterschied der beiden Teilungen hängt mit der nachstehend beschriebenen Art der Auswertung zusammen. Die Auswertung der Formel P = d δ n i . 2 (wenn wieder ks = 1000 gesetzt und von der Stellenzahl zunächst abgesehen wird) geschieht in 2 nacheinander vorzunehmenden Schritten; man bildet

$$\text{erstens: } x = d \cdot n \cdot \delta$$

$$\text{zweitens: } i = \frac{P}{x \cdot 2} = \frac{0{,}5\,P}{x}$$

oder abgesehen von der Stellenzahl: $i = \frac{5 \cdot P}{x}$.

Die Lage aller durch den Koordinatenanfangspunkt F gehenden Strahlen ist so gewählt, daß z. B. der Stahl 23/4 die obere wagerechte Begrenzungslinie in einem Abstand AB = 2 × 23.4 = 2 × n . δ = 18,4 trifft (Abb. 18b). Der Strahl 20/4 schneidet bei 2 × 20 × 4 = 16 die obere wagerechte Begrenzung usw. Man ist hiernach in der Lage, alle oberhalb der Diagonale liegenden, zur Berechnung auf Lochleibung dienenden Strahlen zu zeichnen. Die Ermittlung von x geschieht nun wie in Abb 13; es sei z. B. d . n = 23/4 und δ = 12 mm. Man bestimmt (Abb. 18b) den Schnitt D des Strahles FB (genannt d = 23/4) mit der Wagerechten CE durch δ = 12 mm (auf der inneren Teilung rechts). Aus den ähnlichen Dreiecken FAB und FED findet man:

$$\frac{DE = x}{EF = 12\,(\delta = \text{Einheiten})} = \frac{AB = 2 \cdot n \cdot d}{AF = 20\,(\delta = \text{Einheiten})}$$

oder

$$x = \frac{2\,n\,d \cdot \delta}{20} = n\,d\,\delta$$

(abgesehen von der Stellenzahl). Der Wert x bleibt für eine Lotrechte durch D unverändert.

Es sei weiterhin P = 200 t die gegebene Kraft und die Nietanzahl i sei gesucht. Man bringt die Lotrechte durch D (Abb. 18c) mit der Wagerechten LG durch P = 200 t (auf der äußeren Teilung rechts) in H zum Schnitt und verfolgt den Strahl FH bis zur Lotrechten durch 5 (auf der unteren wagerechten Teilung). Der Schnitt sei J. Geht man von J wagerecht nach links auf die Ordinatenachse, so findet man bei K (also auf der einschnittigen Teilung) die gesuchte Nietezahl i = 9. Der Beweis folgt wiederum aus ähnlichen Dreiecken (Δ FLH und Δ FMJ); denn es ist:

$$\frac{LH = x = n\,d\,\delta}{LF = P} = \frac{FM = 5}{JM = FK = i} \text{ oder } i = \frac{5\,P}{x = n\,d\,\delta}.$$

Die endgültige Benutzung ist in Abb. 17 dargestellt und geschieht folgendermaßen: Man bringt den Strahl d . n = 23/4 (1) mit der Wagerechten durch δ = 12 (2) zum Schnitt (3); die Lotrechte durch (3) mit der Wagerechten durch P = 200 (4) zum Schnitt (5). Man verfolgt den Strahl (6) durch den Punkt (5) bis zum Schnitt (7) mit der Lotrechten durch den Teilpunkt 5 der unteren wagerechten Teilung, geht wagerecht (8) nach links und liest an der einschnittigen Teilung i = 9 ab.

Eine Darstellung in Form der Abb. 10 wird, wie bereits erwähnt, bedeutend einfacher und übersichtlicher.

Ähnlich wie vorstehende Tafeln sind in der Zeitschrift „Maschinenbau" 1922 (s. Fußnote [2]) für den Verkaufspreis eines Massenartikels bei bestimmten Änderungen der Herstellungskosten, ferner für Konstruktionswerte, wie sie für Hängebrücken in Frage kommen, u. a. m. Nomogramme entwickelt worden. Alle häufig vorkommenden Rechnungen, Belastungsvorschriften, Normenblätter, Versuchsergebnisse usw. lassen sich in ähnlicher Weise auf Tafelform bringen. Wenn die Zahl der veränderlichen Werte so groß wird, daß die Übersichtlichkeit nicht mehr in genügendem Maße gewährt werden kann, so wird man von zeichnerischer Darstellungsweise Abstand nehmen müssen; wo aber die Grenze ihrer Verwendungsmöglichkeit liegt, kann nur die praktische Durchführung und Anwendung ergeben.

## V.

In den vorstehenden Abschnitten III und IV sind die ersten Anfangsgründe vorgeführt worden. Es ist gezeigt worden, daß die Nomographie imstande ist, Zusammenhänge zwischen 3 Größen und insbesondere auch zwischen mehr als 3 Größen besser und übersichtlicher zu veranschaulichen als Tabellen, und daß es für die verschiedenen Erscheinungsformen der Nomogramme mathematische Grundlagen gibt, die bald die eine, bald die andere Form als richtig erscheinen lassen; es ist ferner gezeigt worden, daß die Anwendung der Nomographie möglich ist auf formelmäßig gegebene, bekannte Zusammenhänge und z. B. auf einzelne Arbeitsgänge in der Werkstatt, also auf Zusammenhänge mit noch unbekannter Gesetzmäßigkeit.

Bei den vielen Möglichkeiten, die hiernach für die Nomographie im Eisenbau vorhanden sind, wird man den Wunsch haben, möglichst für alle konstruktiven, betriebstechnischen sowie kaufmännischen Fragen die Nomographie nunmehr anzuwenden. Für eine so allgemeine Anwendung bedarf es jedoch noch erheblicher Vorarbeit; in gewissen Fällen können aber auch bereits heute sogar die viel weiter gehenden Hoffnungen, die man mit Recht auf die Nomographie setzt, befriedigt werden.

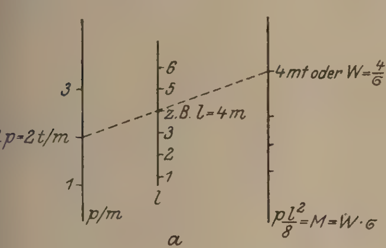
Beabsichtigt man überhaupt gesamte Konstruktionen in ihren Abhängigkeiten von verschiedenen veränderlichen Einflüssen zu untersuchen, so sollte man nur solche Konstruktionen wählen, die öfter in gleicher Art und Weise vorkommen, also z. B. Stützen, Eisenfachwerkskonstruktionen, gewisse normale Blechträger, wie z. B. Deckenunterzüge, normale Dachkonstruktionen und ähnliches mehr[3].

Für diese nomographischen Arbeiten, insbesondere auf betriebstechnischem Gebiet sind die erforderlichen Unterlagen zurzeit nur bei wenigen Eisenbauwerkstätten bisher gesammelt und beobachtet worden. Würde mehr Material in dieser Hinsicht zur Verfügung stehen, so würde es sich, ähnlich wie es Schellewald bei der Monatserzeugung in Eisenkonstruktionswerken (vgl. oben) feststellen konnte, an sehr vielen Stellen herausstellen, daß z. B. gewisse Gruppen von Arbeitsvorgängen

[3]) Vgl. auch das sehr brauchbare Nomogramm von Dipl.-Ing. Böhrig in Barmen zur Querschnittsermittelung von Druckstäben, diese Zeitschr. 1922.

bei richtiger Zusammenfassung mit fast unveränderlichen Prozentsätzen Anteil am Gesamtlohn haben; andere entsprechende Gesetzmäßigkeiten würden in überraschender Weise zutage treten.

Im folgenden wird schematisch angegeben, in welcher Weise man vorzugehen hat, um z. B. Deckenunterzüge genauer zu behandeln; es ist ferner in Aussicht genommen, Nomogramme für die günstigste Eindeckung von flachen Dächern mit Bimsbetonplatten zu entwickeln, sowie die Frage, ob in gewissen Fällen ein ein- oder zweiwandiger Querschnitt günstiger ist, nomographisch genauer zu verfolgen. Hierher gehört auch die Frage, wann es wirtschaftlicher ist, zu kröpfen oder zu futtern.



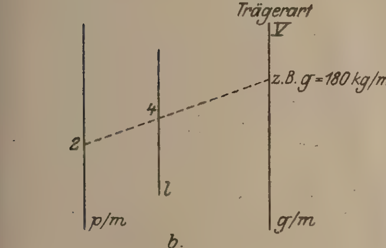




Abb. 19.

Aus systematischen Untersuchungen für Blechträger wird man zweifellos Gesetzmäßigkeiten etwa folgender Form ableiten können: 1. Das Gesamtgewicht des fertigen Blechträgers wird sich wahrscheinlich mit sehr großer Genauigkeit etwa auf die Form $G = a + b \cdot l + c \cdot h$ oder auch $h^2$ bringen lassen, wo l die Spannweite, h die Trägerhöhe und a, b, c Konstruktionsziffern sind (ähnlich wie auch für Hauptträger von Brücken und in anderen Fällen Gewichtsformeln entwickelt worden sind). 2. Der Anteil der notwendigen Formeisen, Bleche usw. am Gesamtgewicht, ferner die vorhandene Nietzahl wird ebenfalls in Abhängigkeit von der Länge, Höhe und etwa einer „Konstruktionsart" des Blechträgers ausgedrückt werden können. (Man nimmt eben genügend „Konstruktionsarten" an, um alle in der Praxis vorkommenden Fälle erfassen zu können.) 3. Die Gesamtarbeitsstundenzahl zur Herstellung des Trägers wird von der Nietenzahl und dadurch implizit, und auch sonst explizit wieder von Länge, Höhe und Konstruktionsart des Trägers abhängig sein. Der Anteil der vier Arbeitsgruppen am Gesamtlohn ist etwa im Anschluß an Schellewalds Feststellungen zu ermitteln.

Es sei beispielsweise die Aufgabe gestellt, für einen Deckenunterzug mit Hilfe von Nomographie entscheiden zu wollen, welche von mehreren Konstruktionsarten im einzelnen Falle

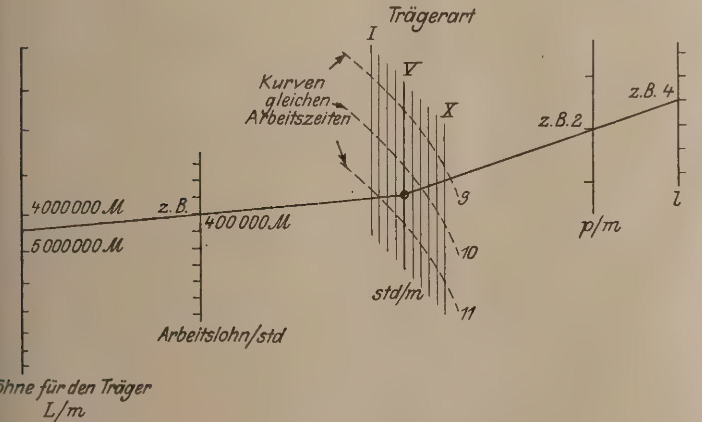



Abb. 21.

die wirtschaftlichste ist. Es werde etwa ein gewöhnlicher Walzträger mit verschiedenen genieteten Profilen verglichen und die letzteren wieder unterschieden, je nachdem, ob die Vertikalaussteifungen gekröpft oder unterfuttert werden, wie die Art der Nietteilung vorgenommen wird, ob gleichschenklige oder ungleichschenklige Winkel gewählt werden, ob die Lamellen von einem Auflager bis zum anderen durchgehen oder nicht usw. Auf diese Weise sollen etwa 10 verschiedene Konstruktionsarten (I, II, ., X) unterschieden und hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit miteinander verglichen werden.

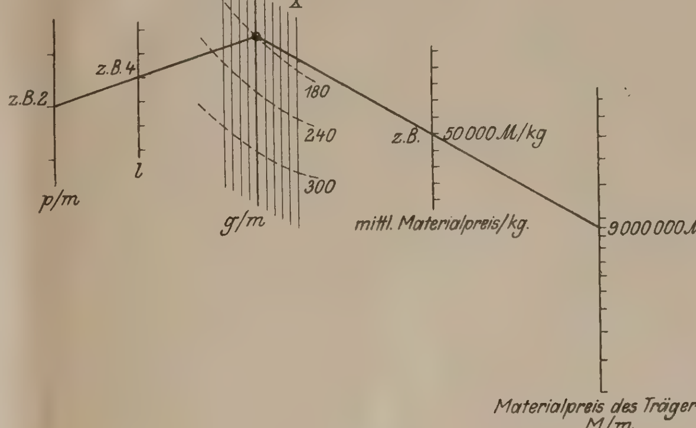



Abb. 20.

Es werde angenommen, daß für Deckenunterzüge die folgenden veränderlichen Größen von maßgebendem Einflusse

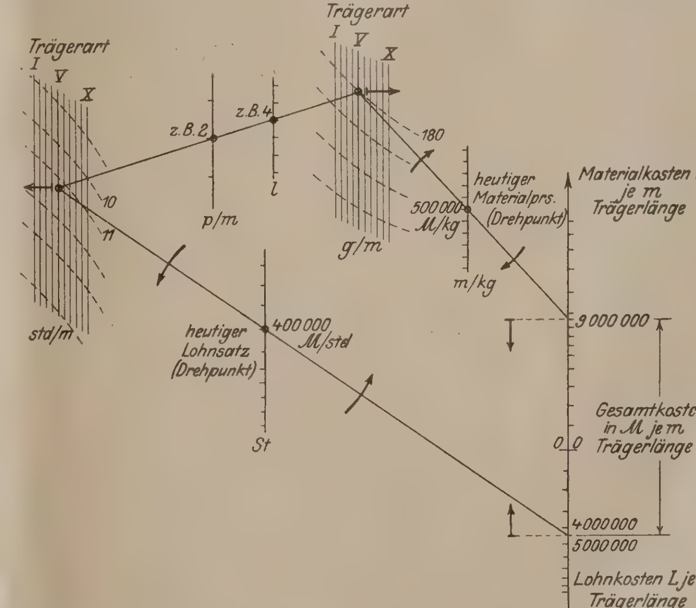



Abb. 22. Die Pfeile zeigen an, in welchem Sinne ein Gesamtkostenminimum zu erwarten ist.

seien: 1. Die gleichmäßige Belastung p; 2. die Spannweite l; 3. die Trägerhöhe h; 4. die verschiedenen Konstruktionsarten I bis X; 5. die Materialpreise für Bleche, Formeisen usw. und 6. der Lohnstundensatz. Diese Variablen können durch folgende Betrachtungsweise verringert werden. Trägt man in Abhängigkeit von der Zeit die jeweiligen Materialpreise für die verschiedenen Materialien, also für Bleche, Stabeisen, Universaleisen, Niete als Ordinaten auf, so findet man, daß die Preise zu jedem Zeitpunkt in einem bestimmten Verhältnis zueinander stehen, welches sich innerhalb einer längeren Zeitspanne nur verhältnismäßig wenig ändert. Es ist nun oben bereits festgestellt worden, welchen Anteil z. B. an der Konstruktionsart Nr. V die verschiedenen Eisensorten hinsichtlich ihres Gewichtes haben. Man kann aus den Verhältniszahlen der Ma-

terialpreise und den Verhältniszahlen der Einzelgewichte am Gesamtgewicht (ähnlich wie in Abb. 16 beim Beispiel der Monatserzeugung) einen mittleren Materialpreis als Funktion des Preises eines der betreffenden Materialien und als Funktion des Trägergewichtes der Konstruktionsart V ableiten. Ebenso kann der Lohn in Abhängigkeit von der Trägerlänge und von der Konstruktionsart des Trägers ermittelt werden, wenn man bedenkt, daß (auf den lfd. m Trägerlänge gerechnet) der Arbeitsaufwand im Zusammenhang stehen muß, mit der Nietteilung, der Trägerhöhe, der Stehblechdicke, der Art der Gurtwinkel, dem Überdeckungsverhältnis $h_1 : h$ und der Art der Lamellenkonstruktion. Man erhält also mit Hilfe verschiedener Einzelnomogramme als Gesamtergebnis für den Träger der Konstruktionsart V einen Zusammenhang zwischen einer mittleren Arbeitsstundenzahl, einem Materialpreis, der Trägerart, der Trägerlänge und des Trägergewichts. Für die Konstruktionen I bis X ergeben sich infolgedessen 10 verschiedene Zusammenhänge, also 10 verschiedene Kurven, deren jede einem der Träger entspricht. Man kann demnach ein Nomogramm aufstellen zwischen p, l, G, dem mittleren Materialpreis m, der mittleren Arbeitsstundenzahl st und den verschiedenen Trägerarten I, II, ..., X. Die Abb. 19 zeigt, wie mittels paralleler Fluchtlinien aus einer Leiter für p und einer Leiter für l eine Leiter für $M = p\,l^2/_8$ abgeleitet ist (Multiplikation); sofern man sich auf bestimmte zulässige Spannungen beschränkt, kann anstelle des Momentes an die Teilung der dritten Leiter gemäß der Formel $M = W \cdot \sigma$ auch sofort zahlenmäßig das erforderliche Widerstandsmoment W geschrieben werden. Wird zunächst nur eine Konstruktionsart des Trägers, z. B. die Konstruktion V betrachtet, so kann, da man für die Konstruktion V den Sonntagschen Nutzungsgrad $n = W : F$ kennt, die Teilung der dritten Leiter auch sofort nach F oder auch andererseits (durch Multiplikation mit dem spezifischen Gewicht) gemäß dem Gewicht pro lfd. m Trägerlänge vorgenommen werden. Für die 10 verschiedenen Konstruktionen ergeben sich natürlich 10 verschiedene „dritte Leitern". Wird dieses Gewicht g nunmehr mit dem mittleren Materialpreis pro Gewichtseinheit nomographisch multipliziert, so werden (Abb. 20) die Materialkosten M des Trägers je m Trägerlänge erhalten. Andererseits kann der soeben gefundene Zusammenhang mit dem erforderlichen Stundenanfall st nach Abb. 21 gefunden werden; wird dieser mit dem Lohnsatz S je Std. multipliziert, so werden die Arbeitskosten L für den Träger je m Trägerlänge erhalten. Man kann die Nomogramme (Abb. 20 und Abb. 21) miteinander vereinen zu dem Schema Abb. 22 und es dabei so einrichten, daß die Endergebnisse für Materialkosten M und Lohnkosten L von ein und demselben Nullpunkt nach oben bzw. nach unten aus aufgetragen werden können.

Aus der Betrachtung dieses Nomogramms erhellt nun folgendes: Um ein Selbstkostenminimum zu erreichen, wird das Bestreben dahingehen, die Materialpreisgerade möglichst steil von links oben nach rechts unten um den jeweiligen Materialpreispunkt als Drehpunkt fallen zu lassen; es würde dadurch ein möglichst geringer Materialpreis erzielt werden. Da durch p und l die Trägergerade festliegt, kann man dies erreichen, indem eine Konstruktionsart mit möglichst hoher Nummer gewählt wird. Andererseits wird man bestrebt sein, die Arbeitskosten gerade um den jeweiligen, dem Lohnstundensatz entsprechenden Punkt herum möglichst flach im Sinne der Pfeile zu drehen, um einen möglichst geringen Lohnstundenanteil L zu erhalten; dies entspricht der Forderung, eine Konstruktionsart mit möglichst geringer Ordnungszahl zu wählen. Da man selbstverständlich nur eine der Konstruktionsarten I, II, ..., X wählen kann, so wird man für eine bestimmte Lage der beiden Geraden, also bei bestimmten Materialpreisen und bei bestimmten Lohnsätzen eine ganz bestimmte Trägerart als die günstigste finden.

Die genauere Durchführung dieses Beispiels wird hoffentlich noch erhebliche Vereinfachungen gestatten, obgleich es wohl sicher erscheint, daß keine geraden Linien, sondern Kurven in das Nomogramm eingehen werden. Jede Eisenbaufirma wird nach Maßgabe ihrer Erfahrungen und des gesammelten Materials in der Lage sein, die richtige Art der Zusammenfassung der Variablen und die geeignetste Fragestellung zu finden.

Man kann also auf Grund von Erfahrungszahlen die zahlreichen Variationsmöglichkeiten mit einer für die Zwecke der Praxis genügenden Genauigkeit zu einer geringen Anzahl von veränderlichen Größen zusammenfassen (auch Einzelnomogramme ohne weiteres zu neuen Nomogrammen zusammensetzen), oder: Auf Grund von Erfahrungswerten erkennt man, daß die meisten der vielen Variablen sich in ihrer Wirkung auf das Gesamtergebnis überdecken und zusammengefaßt werden können. Es kommt nur darauf an, die richtige Art der Zusammenfassung zu finden. Dazu kann die Nomographie als Darstellungsmittel und der erfahrene Eisenbauer als Sachkenner in hervorragendem Maße helfen. Der im Betrieb stehende Ingenieur hat die Auswahl zu treffen, und die zusammenfassenden Größen auf Grund von Erfahrung und Gefühl anzugeben. Die Nomographie zeigt dann bildlich, ob das praktische Gefühl das Richtige getroffen hat. Hat man in dieser Weise zusammengefaßt, dann bleiben die einflußreichsten dieser zusammengefaßten Größen gleichsam als „konzentrierte Variable" übrig, und es wird möglich sein, übersichtliche Nomogramme aufzustellen.

# ÜBER DAS VERHALTEN DES EISENS NACH BLEIBENDEN FORMÄNDERUNGEN UND STARKEN TEMPERATURSCHWANKUNGEN.

*Von Osw. Erlinghagen, Rheinhausen (Niederrhein).*

***Übersicht.*** Angeregt durch die Veröffentlichungen über die Lehren der Explosion in Oppau für das Bauwesen wird unter Zugrundelegung von Versuchsergebnissen auf wichtige Eigenschaften des Eisens hingewiesen, die den Eisenbauingenieur besonders interessieren. Insbesondere wird nachgewiesen, daß Flußeisenstäbe, die starken bleibenden Formänderungen ausgesetzt und weit über die Streckgrenze hinaus beansprucht waren, trotzdem wieder verwendbar sind. Anschließend werden neuere Forschungsergebnisse über das Verhalten des Eisens unter Wärmeeinflüssen bekannt gegeben. Die Veröffentlichungen sollen nicht über das für den Eisenbauer Wissenswerte hinausgehen und sehen davon ab, tiefer in Forschungen einzudringen, die dem Stahlfachmann und Metallurgen überlassen bleiben müssen.

In den verschiedenen Veröffentlichungen über die „Lehren der Explosionskatastrophe in Oppau für das Bauwesen"[1]) begegnet man einigen Äußerungen über das Verhalten der flußeisernen Bauwerke, die nicht unwidersprochen bleiben dürfen. Bei allen Veröffentlichungen wiederholen sich Äußerungen folgender Art: „Bei den verbogenen eisernen Baugliedern ließen die fast allenthalben sichtbaren Streckfiguren es nicht als empfehlenswert erscheinen, die über die Streckgrenze hinaus beansprucht gewesene Konstruktion einfach gerade zu richten und wieder zu verwenden. Es mußten daher solche Konstruktionen fast ausnahmslos abgetragen und durch neue ersetzt werden und nur einige wenige Beispiele sind vorhanden, daß durch die Explosion aus ihrem Gefüge gerissene und verbogene Eisenkonstruktionen durch Geraderichten oder durch eine einfache Auswechslung wieder gebrauchsfertig gemacht werden konnten. Wo dies geschehen ist, handelt es sich aber nur um

[1]) 1. „Die Lehren der Explosionskatastrophe in Oppau für das Bauwesen" besprochen von Obering. H. Göbel und Prof. Dr.-Ing E. Probst, Berlin, Verlag von Julius Springer 1923.

2. Vortrag des Obering. der Badischen Anilin- und Sodafabrik, Ludwigshafen, Herrn Göbel, über den Wiederaufbau des Ammoniakwerkes Oppau in der 2. Versammlung der Berliner Mitglieder der deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in der Techn. Hochschule in Berlin am 17. 1. 1923.

3. Aufsatz des oben gen. Herrn Obering. H. Göbel in der Zeitschrift „Bauingenieur" Heft 12 vom 30. Juni 1923 „Wiederaufbau des Ammoniakwerkes Oppau."

untergeordnete Bauglieder.“ Weiter liest man wiederholt: „Das Eisen war durch die Explosion über die Streckgrenze

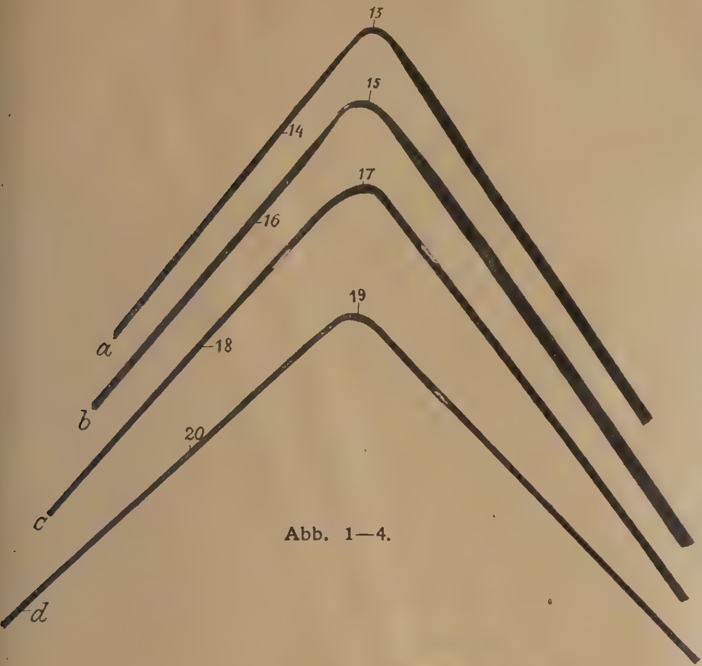


Abb. 1—4.



Abb. 5—8.

hinaus beansprucht gewesen, dadurch in seinen Festigkeitseigenschaften unzuverlässig geworden und sollte nicht ohne

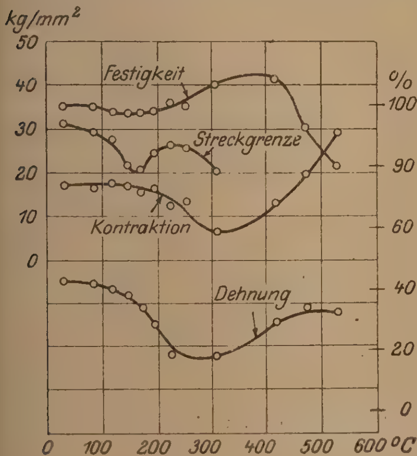


Abb. 9.

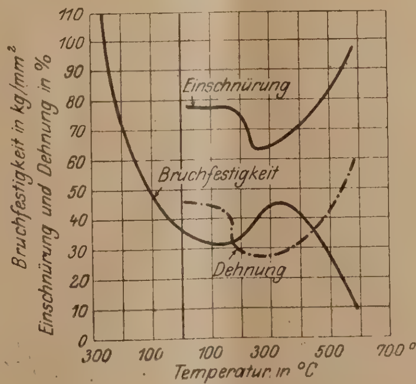


Abb. 10.

weiteres für statische Zwecke und höhere Beanspruchungen mehr verwendet werden.“

In der Schrift der Herren Ober-Ing. Göbel und Prof. Probst über die „Lehren der Explosionskatastrophe in Oppau für das Bauwesen“[2]) sind auf Seite 40 und 41 Angaben gemacht über Materialuntersuchungen an Probekörpern, die aus den beschädigten Bauten des Werkes in Oppau entnommen worden sind. Die Druckfestigkeitsprüfungen beziehen sich nur auf Eisenbeton-, Gußbeton-, Bimsbeton- und Backsteinsprengstücke. Den verbogenen und zerstörten Eisenbauwerken sind u. W. Probestücke zur Feststellung der Materialeigenschaften nach den Einwirkungen der Explosion nicht entnommen worden. Es ist lediglich eine Untersuchung durch Röntgenaufnahmen an Scheiben und Dünnschliffen aus Rundeiseneinlagen von Eisenbetonstücken gemacht worden. Diese Eiseneinlagen hatten nach der Explosion eigenartige Wellenerscheinungen gezeigt.

Nicht allein auf Grund der oben angeführten Äußerungen, sondern auch durch Umfragen bei Stahlwerks-, Walzwerks- und Eisenbaufachleuten, ja auch bei Vertretern der Theorie des Eisenbaues an technischen Hochschulen kann man feststellen, daß über die Verwendbarkeit von Flußeisen, welches bleibenden Formänderungen unterworfen, also weit über die Streckgrenze hinaus beansprucht gewesen ist, Unklarheit herrscht. Es ist das Verdienst von Herrn Prof. Dr. W. Schachenmeier, München, gewesen, durch einen Vortrag auf der Hauptversammlung des deutschen Eisenbauverbandes im Oktober 1922 in Dresden über die „Zähigkeit der Flußeisensorten als Sicherheitsfaktor bei Eisenbauten“ auf die Untersuchungen des deutschen Forschers Bauschinger in den achtziger Jahren, des Engländers J. Muir, Anfang dieses Jahrhunderts und des Amerikaners J. A. v. d. Broek im Jahre 1918 aufmerksam und die Ergebnisse dieser Untersuchungen für den Eisenbau dienstbar gemacht zu haben. Der Vortrag des Herrn Prof. Schachenmeier ist veröffentlicht worden im „Bauingenieur“ Heft 24 vom 3. Jahrgang 1922, und es wird hier vor allem auf die Abschnitte VIII—X dieses Aufsatzes verwiesen. Schon aus diesen Mitteilungen geht hervor, daß die eingangs erwähnte Ansicht, die in den Veröffentlichungen über die Erscheinungen beim Oppauer Unglück wiederholt zum Ausdruck gekommen ist, daß Bauteile aus Eisen nicht wieder verwendet werden dürfen, wenn sie nach Verbiegungen infolge der Explosion sichtbare Streckfiguren zeigten, irrig ist.

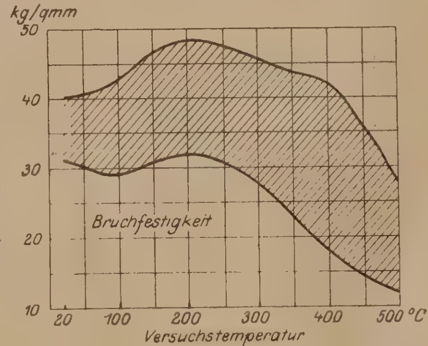


Abb. 11.

Es ist bereits erwähnt worden, daß in Oppau den verbogenen Eisenkonstruktionen keine Probestücke entnommen worden sind, um die Festigkeitseigenschaften nach den bleibenden Formänderungen zu prüfen. Bei der Friedrich-Alfred-Hütte sind nun auf Veranlassung des Verfassers Versuche gemacht

[2]) Verlag Julius Springer, Berlin 1923.

## Tafel I, 1.

| Stab Nr. | Bezeichnung der Probe | Ausführung der Probe | Profil | Querschnitt | Streckgrenze kg | Streckgrenze kg/mm² | Bleibende Dehnung vH | Bruchbelastung kg | Festigkeit kg/mm² | Dehnung vH | Kontraktion vH | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | Normalprobe — Analyse: C 0,08; Si —; Mn 0,42; P 0,095; S 0,035 | ⊔ 18 | 328 | 9250 | 28,2 | 0,33 | 13400 | 40,9 | 32,0 | 62,4 | Meßlänge 200 mm |
| ,, | 2 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 319 | 8450 | 26,5 | 0,475 | | | | | |
| ,, | 2 | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht, ausgespannt ............... | ,, | ,, | 9750 | 30,5 | 0,45 | | | | | |
| ,, | 2 | Streckgrenze, 2000 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 11750 | | 6,1 | | | | | |
| ,, | 2 | nach dem zweiten Kochen Streckgrenze (Bruchbelastung) .................... | ,, | **300** | 13300 | 44,1 | 0,25 | 14700 | 49,0 | 27,0 | 62,2 | |
| ,, | 3 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 325 | 8900 | 27,4 | 0,3 | | | | | |
| ,, | 3 | Streckgrenze, 2100 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 11000 | | 4,5 | | | | | |
| ,, | 3 | desgl. ............................... | ,, | **312** | 12900 | 41,3 | 0,225 | 14900 | 47,7 | 28,0 | 60,8 | blieb 3 Monate liegen |
| ,, | 4 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 309 | 8500 | 27,5 | 0,6 | | | | | |
| ,, | 4 | Streckgrenze, 3500 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 12000 | | 9,5 | | | | | |
| ,, | 4 | 15 Min. gekocht, Streckgrenze (Bruchbelastung) ......................... | ,, | **283** | 13700 | 48,4 | 0,2 | 14500 | 51,2 | 29,0 | 57,2 | |
| ,, | EW2 | verdreht ............................ | Flansch | 340 | 10600 | 31,2 | 1,2 | 13650 | 40,1 | 25,0 | 66,3 | |
| ,, | ,, 2 | ,, ............................ | Steg | 344 | 10100 | 29,4 | 0,2 | 13950 | 40,6 | 20,0 | 63,0 | |
| ,, | ,, 3 | ,, ............................ | Flansch | 324 | 9600 | 29,6 | 0,95 | 13800 | 42,6 | 31,0 | 62,0 | |
| ,, | ,, 3 | ,, ............................ | Steg | 334 | 8800 | 26,3 | 0,35 | 13000 | 38,9 | 32,0 | 66,5 | |
| ,, | ,, 4 | ,, gekocht ...................... | Flansch | 349 | 10400 | 29,8 | | 14000 | 40,1 | 32,5 | 66,1 | |
| ,, | ,, 4 | ,, ............................ | Steg | 340 | 9700 | 28,5 | | 13800 | 40,6 | 27,5 | 57,2 | |

## Tafel I, 2.

| Stab Nr. | Bezeichnung der Probe | Ausführung der Probe | Profil | Querschnitt | Streckgrenze kg | Streckgrenze kg/mm² | Bleibende Dehnung vH | Bruchbelastung kg | Festigkeit kg/mm² | Dehnung vH | Kontraktion vH | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | 5 | Normalprobe — Analyse: C 0,08; Si —; Mn 0,41; P 0,062; S 0,061 | ⊔ 18 | 300 | 9900 | 33,0 | 0,4 | 12600 | 42,0 | 30,5 | 57,9 | Meßlänge 200 mm |
| ,, | 6 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 311 | 9900 | 31,8 | 0,32 | | | | | |
| ,, | 6 | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht, ausgespannt ............... | ,, | ,, | 10100 | 32,4 | 0,35 | | | | | |
| ,, | 6 | Streckgrenze, 2000 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 12100 | | 8,5 | | | | | |
| ,, | 6 | nach dem zweiten Kochen, Streckgrenze (Bruchbelastung) .................... | ,, | **285** | 13700 | 48,0 | 0,2 | 14600 | 51,2 | 27,0 | 49,9 | |
| ,, | 7 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 296 | 9600 | 32,4 | 0,25 | | | | | |
| ,, | 7 | Streckgrenze, 1900 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 11500 | | 8,0 | | | | | |
| ,, | 7 | desgl. ............................... | ,, | **279** | 13300 | 47,6 | 0,325 | 14500 | 52,0 | 27,0 | 48,8 | blieb 3 Monate liegen |
| ,, | 8 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 308 | 10400 | 33,8 | 0,4 | | | | | |
| ,, | 8 | Streckgrenze, 2100 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 12500 | | 9,0 | | | | | |
| ,, | 8 | 15 Min. gekocht, Streckgrenze (Bruchbelastung) ......................... | ,, | **282** | 14650 | 52,0 | 0,3 | 14800 | 52,5 | 25,5 | 57,1 | |
| ,, | EW5 | verdreht und gebogen, gekocht ......... | Flansch | 343 | 14200 | 41,4 | | 17600 | in den Backen zerrissen | | | |
| ,, | ,, 5 | ,, ,, ,, ,, ......... | Steg | 297 | 11900 | 40,0 | | 14900 | 50,5 | 22,0*) | 48,5 | Körnerger. |
| ,, | ,, 6 | ,, ............................ | Flansch | 336 | 9900 | 29,5 | | 13500 | 40,1 | 31,0 | 61,7 | *) bei 50 mm Länge |
| ,, | ,, 6 | ,, ............................ | Steg | 314 | 8800 | 28,0 | | 12700 | 40,4 | 27,5 | 53,2 | |
| ,, | ,, 7 | ,, ............................ | Flansch | 332 | 10000 | 30,1 | | 13800 | 41,5 | 28,0 | 56,4 | |
| ,, | ,, 7 | ,, ............................ | Steg | 323 | 9350 | 28,9 | | 13200 | 40,9 | 27,0 | 57,9 | |

worden, zunächst mit einfachen, geraden Probestäben aus gewöhnlichem Thomas- und S. M.-Flußeisen, wie es im normalen Stahl- und Walzwerkbetrieb hergestellt wird, um die Tatsachen, die Herr Prof. Dr. Schachenmeier in seinem obenerwähnten Vortrag mitteilte, zu bekräftigen. Ferner sind gewalzte Stäbe normaler Güte aus Rundeisen, Flacheisen, Winkeleisen und U-Eisen in ihrer eigenen Achse um 90⁰ verdreht und in diesem Zustand weiter um 90⁰ aus ihrer Achse heraus verbogen worden. Die Stäbe wurden dann wieder geradegerichtet, und es wurden Proben entnommen sowohl den Teilen, die keine bleibenden Formänderungen, als auch Teilen, die bleibende Formänderungen zeigten.

| Stab Nr. | Bezeichnung der Probe | Ausführung der Probe | Profil | Querschnitt | Streckgrenze kg | Streckgrenze kg/mm² | Bleibende Dehnung vH | Bruchbelastung kg | Festigkeit kg/mm² | Dehnung vH | Kontraktion vH | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **Tafel I, 3.** | | | | | | | | | | |
| 3 | 9 | Normalprobe — Analyse: C 0,07; Si —; Mn 0,42; P 0,057; S 0,026 | ∅ 40.10 | 309 | 9000 | 29,1 | 0,275 | 11600 | 37,6 | 38,0 | 71,3 | Meßlänge 200 mm |
| ,, | 10 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 311 | 8800 | 28,3 | 0,23 | | | | | |
| ,, | 10 | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht, ausgespannt ................ | ,, | ,, | 9950 | 32,0 | 0,3 | | | | | |
| ,, | 10 | Streckgrenze, 1000 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 10950 | | 10,0 | | | | | |
| ,, | 10 | nach dem zweiten Kochen Streckgrenze (Bruchbelastung) .................... | ,, | **281** | 12500 | 44,5 | 0,5 | 13700 | 48,7 | 32,0 | 60,8 | |
| ,, | 11 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 307 | 9300 | 30,2 | 0,25 | | | | | |
| ,, | 11 | Streckgrenze, 1200 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | 307 | 10500 | | 9,0 | | | | | |
| ,, | 11 | desgl. ......................... | ,, | **281** | 12100 | 43,0 | 0,2 | 13700 | 48,7 | 30,5 | 63,0 | blieb 3 Monate liegen |
| ,, | 12 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt...... | ,, | 301 | 9300 | 30,9 | 0,3 | | | | | |
| ,, | 12 | Streckgrenze, 1680 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 10980 | | 25,0 | | | | | |
| ,, | 12 | 15 Min. gekocht, Streckgrenze (Bruchbelastung) ......................... | ,, | **229** | 12900 | 56,4 | 0,225 | 13100 | 57,2 | 38,0 | 55,0 | |
| ,, | EW 13 | verdreht und gebogen ................ | ,, | 318 | 11600 | 36,5 | | 14200 | 44,6 | 16,0 | 64,7 | Endbruch |
| ,, | ,, 14 | ,, ............................... | ,, | 325 | 10700 | 33,0 | | 12200 | 37,6 | 38,0 | 71,1 | |
| | | **Tafel I, 4.** | | | | | | | | | | |
| 4 | 13 | Normalprobe — Analyse: C 0,08; Si —; Mn 0,47; P 0,107; S 0,037 | ∅ 45.10 | 321 | 9400 | 29,3 | 0,32 | 13700 | 42,7 | 34,5 | 64,0 | Meßlänge 200 mm |
| ,, | 14 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 319 | 10100 | 31,7 | 0,285 | | | | | |
| ,, | 14 | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht, ausgespannt ................ | ,, | ,, | 9650 | 30,2 | 0,2 | | | | | |
| ,, | 14 | Streckgrenze, 2500 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 12150 | | 7,5 | | | | | |
| ,, | 14 | nach dem zweiten Kochen Streckgrenze (Bruchbelastung) .................... | ,, | **294** | 14000 | 47,6 | 0,5 | 15900 | 54,0 | 31,0 | 52,2 | |
| ,, | 15 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 319 | 9800 | 30,7 | 0,32 | | | | | |
| ,, | 15 | Streckgrenze, 2500 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 12300 | | 8,5 | | | | | |
| ,, | 15 | desgl. ......................... | ,, | **291** | 14400 | 49,5 | 0,45 | 16300 | 56,0 | 31,0 | 49,9 | blieb 3 Monate liegen |
| ,, | 16 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 324 | 10500 | 32,4 | 0,35 | | | | | |
| ,, | 16 | Streckgrenze, 3000 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 13500 | | 16,5 | | | | | |
| ,, | 16 | 15 Min. gekocht, Streckgrenze (Bruchbelastung) ......................... | ,, | **276** | 16300 | 59,0 | 0,3 | 16700 | 60,5 | 35,0 | 52,5 | |
| ,, | EW 15 | verdreht und gebogen ................ | ,, | 296 | 10800 | 36,5 | | 13900 | 47,0 | 26,0 | 59,0 | |
| ,, | ,, 16 | ,, ............................... | ,, | 302 | 10000 | 33,1 | | 13100 | 43,4 | 35,5 | 64,5 | |

In den Abb. 1—8 sind die Stäbe dargestellt, die in der obengenannten Weise behandelt worden sind. Die Ziffern 1--20 in den einzelnen Abbildungen bedeuten die Probenummern, die in den beistehenden Tabellen mit den Versuchsergebnissen und außerdem mit einem EW bezeichnet sind. Die Probenummern ohne diese Nebenbezeichnung EW entstammen geraden unbearbeiteten Stäben, wie sie im Walzwerk entfallen sind. Die Ergebnisse zur Feststellung der Streckgrenzen, Dehnungen und Festigkeiten sind zusammengefaßt in den Tafeln der Gruppe I, 1—8. Wie schon erwähnt, sind aus jedem Stabe Proben eines geraden Endes entnommen worden (Nummern ohne die Bezeichnung EW), welche keinen bleibenden Formänderungen unterworfen waren. Bei diesen Proben ist zunächst die normale Streckgrenze ermittelt worden, alsdann wurden sie entlastet und nach dem Verfahren von Muir 15 Minuten lang in Wasser von 100° gelegt, um das Ausruhen des Materials auf diese Weise zu beschleunigen. Alsdann wurde die Streckgrenze wiederholt ermittelt, und zwar, wie aus der Tabelle hervorgeht, bei verschiedenen Stäben mit verschiedenen Überlastungen über die ursprüngliche Streckgrenze hinaus. Es sei darauf hingewiesen, daß bei Feststellung der Streckgrenze der bereits vorher belasteten Proben der reduzierte Querschnitt für die Ermittlung der Streckgrenzen und Festigkeiten zugrunde gelegt worden ist. Die reduzierten Querschnitte sind in den Tafeln unterstrichen.

Aus den Tafeln geht hervor, daß die Festigkeitszahlen und Streckgrenzen bei den Proben aus dem geraden Teil der Stäbe erheblich gesteigert werden konnten, aber auch bei den Proben

| Stab Nr. | Bezeichnung der Probe | Ausführung der Probe | Profil | Querschnitt | Streckgrenze kg | Streckgrenze kg/mm² | Bleibende Dehnung vH | Bruchbelastung kg | Festigkeit kg/mm² | Dehnung vH | Kontraktion vH | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **Tafel I, 5.** | | | | | | | | | | |
| 5 | 17 | Normalprobe — Analyse: C 0,04, Si —, Mn 0,40, P 0,084, S 0,046 | ∡ 65/65 × 10 | 294 | 8650 | 29,4 | 0,25 | 12600 | 42,8 | 30,5 | 61,3 | Meßlänge 200 mm |
| ,, | 18 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 294 | 8550 | 29,0 | 0,3 | | | | | |
| ,, | 18 | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 9850 | 33,5 | 0,35 | | | | | |
| ,, | 18 | Streckgrenze, 500 kg überschritten, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 10350 | | 4,0 | | | | | |
| ,, | 18 | nach dem zweiten Kochen Streckgrenze (Bruchbelastung) ..... | ,, | **283** | 12200 | 43,1 | 0,5 | 14100 | 49,9 | 29,5 | 60,7 | |
| ,, | 19 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 294 | 8500 | 28,9 | 0,3 | | | | | |
| ,, | 19 | Streckgrenze, 500 kg überschritten, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 9000 | | 3,0 | | | | | |
| ,, | 19 | desgl. ..... | ,, | **284** | 11000 | 38,7 | 0,5 | 13600 | 47,9 | 27,5 | 58,6 | blieb 3 Monate liegen |
| ,, | 20 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 298 | 9000 | 30,2 | 0,325 | | | | | |
| ,, | 20 | Streckgrenze, 3500 kg überschritten, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 12500 | | 18,0 | | | | | |
| ,, | 20 | 15 Min. gekocht, Streckgrenze (Bruchbelastung) ..... | ,, | **247** | 14600 | 59,0 | 0,2 | 15050 | 61,0 | 35,0 | 53,0 | |
| ,, | EW 11 | verdreht und gebogen ..... | ,, | 306 | 13700 | 44,8 | | 15600 | 51,0 | 12,0 | 59,5 | Endbruch |
| ,, | ,, 12 | ,, ..... | ,, | 315 | 10600 | 33,7 | | 13600 | 43,1 | 28,5 | 61,4 | |
| | | **Tafel I, 6.** | | | | | | | | | | |
| 6 | 21 | Normalprobe — Analyse: C 0,06, Si —, Mn 0,47, P 0,107, S 0,080 | ∡ 80 80 × 8 | 296 | 8400 | 28,4 | 0,22 | 12000 | 40,5 | 31,0 | 63,0 | Meßlänge 200 mm |
| ,, | 22 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 299 | 8350 | 27,9 | 0,35 | | | | | |
| ,, | 22 | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 9300 | 31,1 | 0,3 | | | | | |
| ,, | 22 | Streckgrenze, 1000 kg überschritten, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 10300 | | 5,0 | | | | | |
| ,, | 22 | nach dem zweiten Kochen Streckgrenze (Bruchbelastung) ..... | ,, | **282** | 12100 | 42,9 | 0,65 | 13750 | 48,8 | 28,0 | 54,7 | |
| ,, | 23 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 298 | 8700 | 29,2 | 0,3 | | | | | |
| ,, | 23 | Streckgrenze, 800 kg überschritten, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 9500 | | 4,0 | | | | | |
| ,, | 23 | desgl. ..... | ,, | **286** | 11600 | 40,5 | 0,325 | 13900 | 48,6 | 27,5 | 57,2 | blieb 3 Monate liegen |
| ,, | 24 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 302 | 8200 | 27,1 | 0,425 | | | | | |
| ,, | 24 | Streckgrenze, 3300 kg überschreiten, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 11500 | | 13,0 | | | | | |
| ,, | 24 | 15 Min. gekocht, Streckgrenze (Bruchbelastung) ..... | ,, | **264** | 13550 | 51,5 | 0,2 | 14200 | 53,8 | 31,0 | 50,6 | |
| ,, | EW 8 | verdreht und gebogen ..... | ,, | 315 | 13100 | 41,6 | | 17000 | 54,0 | 8,0 | 48,0 | Endbruch |
| ,, | ,, 8 | ,, ,, ,, , gekocht ..... | ,, | 320 | | | | 17200 | in den Backen zerrissen | | | |
| ,, | ,, 9 | ,, ..... | ,, | 326 | 9700 | 29,7 | | 14000 | 42,9 | 31,0 | 58,0 | |
| ,, | ,, 10 | ,, ..... | ,, | 319 | 10000 | 31,4 | | 13400 | 42,0 | 31,0 | 59,4 | |
| ,, | ,, 10 | ,, , gekocht ..... | ,, | 334 | 11200 | 33,5 | | 14000 | 41,9 | 32,0 | 60,7 | |

aus den verbogenen und wieder gerade gerichteten Teilen lagen diese Werte ebenfalls, zum Teil erheblich, über den Festigkeitszahlen und Streckgrenzen der Normalproben. Die Dehnungen und Kontraktionen haben sich hierbei ebenfalls geändert, sie sind zum Teil geringer geworden, aber nicht so, daß Bedenken für die Wiederverwendung des betreffenden Materials vorliegen.

In den Tafeln II, 1—2 sind die Versuchsergebnisse mit Proben aus U-Eisen NP 16 bei 100 mm bzw. 50 mm Meßlänge zusammengestellt und zwar ebenso wie bei der Versuchsreihe I mit geraden, nicht deformierten und mit deformierten und wieder geradegerichteten Stäben. Die Art der Deformation ist die nämliche, wie bei der Versuchsreihe I. Auch nach diesen Tafeln ergeben sich erhebliche Steigerungen der Streckgrenze. Bei 50 mm Maßlänge sind allerdings bedeutende Verminderungen der Dehnungen gegenüber starken Erhöhungen der Festigkeiten festzustellen.

Die Tafel III stellte die Ergebnisse eines Versuches dar, die Grenze für die Steigerung der Streckgrenze bei wiederholter Überlastung zu ermitteln. Der Versuch zeigt, daß, wie zu erwarten war, Streckgrenze und Bruchfestigkeit der Probe schließlich übereinstimmen.

**Tafel I, 7.**

| Stab Nr. | Bezeichnung der Probe | Ausführung der Probe | Profil | Querschnitt | Streckgrenze kg | Streckgrenze kg/mm² | Bleibende Dehnung vH | Bruchbelastung kg | Festigkeit kg/mm² | Dehnung vH | Kontraktion vH | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 7 | 25 | Normalprobe — Analyse: C 0,16; Si 0,19; Mn 0,76; P 0,047; S 0,035 | Ø 19 | 252 | 8700 | 34,5 | 0,26 | 11800 | 46,8 | 32,5 | 66,8 | |
| ,, | 26 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 257 | 7800 | 30,4 | 0,25 | | | | | |
| ,, | 26 | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht, ausgespannt ................ | ,, | ,, | 8450 | 32,9 | 0,3 | | | | | |
| ,, | 26 | Streckgrenze ermittelt, 1000 kg überschritten, ausgespannt................ | ,, | ,, | 9450 | | 3,8 | | | | | |
| ,, | 26 | nach dem zweiten Kochen Streckgrenze (Bruchbelastung) .................. | ,, | **249** | 11100 | 44,5 | 0,45 | 12650 | 50,8 | 27,5 | 65,6 | |
| ,, | 27 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 260 | 8150 | 31,3 | 0,35 | | | | | |
| ,, | 27 | Streckgrenze, 1000 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 9150 | | 3,5 | | | | | |
| ,, | 27 | desgl. .................................. | ,, | **249** | 11800 | 43,4 | 0,25 | 12800 | 51,4 | 29,0 | 64,5 | blieb 3 Monate liegen |
| ,, | 28 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 252 | 7600 | 30,1 | 0,3 | | | | | |
| ,, | 28 | Streckgrenze 3900 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 11500 | | 15,3 | | | | | |
| ,, | 28 | 15 Min. gekocht, Streckgrenze (Bruchbelastung) ......................... | ,, | **216** | 13100 | 60,6 | 0,4 | 13300 | 61,5 | 26,5 | 60,0 | |
| ,, | EW17 | verdreht und gebogen ................. | ,, | 199 | 8200 | 41,1 | | 9700 | 48,7 | 23,5 | 65,7 | |
| ,, | ,, 18 | verdreht ................................ | ,, | 201 | 7000 | 34,8 | | 9600 | 47,7 | 31,0 | 60,8 | |

**Tafel I, 8.**

| Stab Nr. | Bezeichnung der Probe | Ausführung der Probe | Profil | Querschnitt | Streckgrenze kg | Streckgrenze kg/mm² | Bleibende Dehnung vH | Bruchbelastung kg | Festigkeit kg/mm² | Dehnung vH | Kontraktion vH | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 29 | Normalprobe — Analyse: C 0,07; Si —; Mn 0,27; P 0,035; S 0,047 | Ø 18 | 219 | 6500 | 29,7 | 0,3 | 8300 | 37,9 | 34,0 | 62,0 | |
| ,, | 30 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt...... | ,, | 232 | 6200 | 26,7 | 0,4 | | | | | |
| ,, | 30 | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht, ausgespannt ................ | ,, | ,, | 6900 | 29,7 | 0,35 | | | | | |
| ,, | 30 | Streckgrenze, 1500 kg überschritten, ausgespannt........................... | ,, | ,, | 8400 | | 10,6 | | | | | |
| ,, | 30 | nach dem zweiten Kochen Streckgrenze (Bruchbelastung) .................. | ,, | **206** | 9700 | 47,0 | 0,5 | 10700 | 52,0 | 30,0 | 57,1 | |
| ,, | 31 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 235 | 6500 | 27,6 | 0,25 | | | | | |
| ,, | 31 | Streckgrenze, 1500 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 8000 | | 7,5 | | | | | |
| ,, | 31 | desgl. .................................. | ,, | **216** | 9900 | 45,8 | 0,4 | 11000 | 51,0 | 29,0 | 56,0 | blieb 3 Monate liegen |
| ,, | 32 | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 232 | 6700 | 28,8 | 0,4 | | | | | |
| ,, | 32 | Streckgrenze, 1800 kg überschritten, ausgespannt ......................... | ,, | ,, | 8500 | | 13,0 | | | | | |
| ,, | 32 | 15 Min. gekocht, Streckgrenze (Bruchbelastung) ......................... | ,, | **204** | 9950 | 48,7 | 0,325 | 10700 | 52,4 | 30,0 | 55,8 | |
| ,, | EW19 | verdreht und gebogen, gekocht .......... | ,, | 194 | 7800 | 40,2 | | 8500 | 43,8 | 6,0* | 61,0 | *außerhalb der Körner |
| ,, | ,, 20 | verdreht ................................ | ,, | 201 | 6100 | 30,3 | | 7700 | 38,3 | 35,0 | 66,2 | |

Die Versuche, deren Ergebnisse in den Tafeln I, 1—8, wiedergegeben sind, wurden mit Stäben normaler Güte von etwa 37—44 kg Festigkeit ausgeführt. In den Tafeln IV, 1—4, sind die Zahlen für Streckgrenze und Festigkeiten usw. zusammengestellt von Proben, die härterem Material mit größerem Kohlenstoffgehalt entnommen worden sind. Diese Proben wurden ähnlich behandelt, wie die der Tafeln I, 1—8. Es ist ersichtlich, daß auch bei diesem härteren Material die Streckgrenze und Festigkeitsziffern sowohl bei den nicht deformierten wie auch bei den deformierten Proben erheblich gesteigert werden konnten.

Schließlich sei der Eisenbauingenieur noch auf das Wissenswerte neuerer Forschungen über das Verhalten des Eisens in der Kälte und Wärme aufmerksam gemacht. Abb. 9 ist dem Proc. Am. Soc. f. Test. Mat. Juni 21 entnommen und stellt die Ergebnisse von vergleichenden Versuchen Mc Pherrhans an Stäben bei höheren Temperaturen dar. Das Material mit 0,10% Kohlenstoffgehalt und 0,34% Mangangehalt ist als S. M.-Flußeisen von normaler Güte anzusprechen. Die Versuche zeigen, daß die Festigkeit nach einer schwachen Senkung zwischen 100 und 200° bis etwa 400° erheblich ansteigt; die Dehnung verhält sich umgekehrt.

Die Abb. 10 gibt die graphische Darstellung von Untersuchungen von Herrn Dr.-Ing. Oertel, Remscheid, wieder, die in den Berichten der Fachausschüsse des V. d. E., Werkstoffausschuß, Bericht Nr. 26, Verlag Stahleisen G. m. b. H., Düsseldorf, erschienen sind. Diese Versuche bestätigen die

### Tafel II, 1.

| Bezeichnung der Probe | Ausführung der Probe | Profil | Querschnitt | Streckgrenze kg | Streckgrenze kg/mm² | Bleibende Dehnung vH | Bruchbelastung kg | Festigkeit kg/mm² | Dehnung vH | Kontraktion vH | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Normalprobe (Analyse: C 0,03; Si —; Mn 0,53; P 0,045; S 0,025) | ⌊⌋ 16 Steg | 282 | 8300 | 29,4 | 0,4 | 11300 | 40,0 | 35,5 | 68,2 | 100 mm Meßlänge |
| 1 | Normalprobe | Flansch | 303 | 8000 | 26,1 | 0,325 | 11800 | 38,6 | 37,0 | 68,1 | |
| 1a | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ...... | Steg | 286 | 7100 | 24,8 | 0,325 | | | | | |
| 1a | Streckgrenze, 3400 kg überschritten ...... | ,, | ,, | 10500 | | 11,0 | | | | | |
| 1a | 15 Min. gekocht, Streckgrenze (Bruchbelastung) .......... | ,, | **257** | 13000 | 50,5 | | 13400 | 52,1 | 31,0 | 56,1 | |
| 1a | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ...... | Flansch | 302 | 7600 | 25,2 | 0,6 | | | | | |
| 1a | Streckgrenze, 3400 kg überschritten, ausgespannt .......... | ,, | ,, | 11000 | | 11,0 | | | | | |
| 1a | 15 Min. gekocht, Streckgrenze (Bruchbelastung) .......... | ,, | **270** | 12600 | 46,6 | | 14100 | 52,2 | 33,0 | 56,7 | |
| 1b | Normalprobe — Proben 1b sind um 180° verdreht, danach um 90° gebogen, danach wieder in die alte Lage zurückgerichtet und zerrissen | ,, | 245 | | | | 14400 | 58,8 | 14,0 | 51,6 | Endbruch 50 mm Meßlänge |
| 1b | ,, | Steg | 293 | | | | 13200 | 45,0 | 11,0 | 49,4 | |
| 1b | gekocht 15 Min. | Flansch | 266 | | | | 15500 | 58,4 | 22,0 | 58,5 | |

### Tafel II, 2.

| Bezeichnung der Probe | Ausführung der Probe | Profil | Querschnitt | Streckgrenze kg | Streckgrenze kg/mm² | Bleibende Dehnung vH | Bruchbelastung kg | Festigkeit kg/mm² | Dehnung vH | Kontraktion vH | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | Normalprobe (Analyse: C 0,04; Si —; Mn 0,37; P 0,027; S 0,020) | Steg | 292 | 7200 | 26,4 | 0,6 | 10500 | 36,0 | 38,0 | 69,7 | 100 mm Meßlänge |
| 2 | Normalprobe | Flansch | 306 | 7200 | 23,5 | 0,65 | 10700 | 35,0 | 39,0 | 57,3 | |
| 2a | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ...... | Steg | 291 | 6900 | 23,7 | 0,75 | | | | | |
| 2a | Streckgrenze, 3100 kg überschritten, ausgespannt .......... | ,, | ,, | 10000 | | 14,5 | | | | | |
| 2a | 15 Min. gekocht, Streckgrenze (Bruchbelastung) .......... | ,, | **250** | 12200 | 48,8 | | 12900 | 51,5 | 34,0 | 58,0 | |
| 2a | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ...... | Flansch | 307 | 7100 | 23,1 | 0,425 | | | | | |
| 2a | Streckgrenze, 2900 kg überschritten ...... | ,, | ,, | 10000 | | 12,0 | | | | | |
| 2a | 15 Min. gekocht, Streckgrenze (Bruchbelastung) .......... | ,, | **274** | 11800 | 43,0 | | 13000 | 47,5 | 32,0 | 59,8 | |
| 2b | Normalprobe — Proben 2b sind um 180° verdreht, danach um 90° gebogen, danach wieder in die alte Lage zurückgerichtet und zerrissen | ,, | 276 | | | | 13900 | 50,3 | 24,0 | 57,4 | Endbruch 50 mm Meßlänge |
| 2b | ,, | Steg | 230 | | | | 9200 | 40,0 | 14,0 | 60,3 | |
| 2b | gekocht | ,, | 294 | | | | 13000 | 44,2 | 14,0 | 57,0 | |
| 2b | 15 Min. | Flansch | 259 | | | | 13500 | 52,1 | 20,0 | 54,9 | |

### Tafel III.

| Bezeichnung der Probe | Ausführung der Probe | Profil | Querschnitt | Streckgrenze kg | Streckgrenze kg/mm² | Bleibende Dehnung vH | Bruchbelastung kg | Festigkeit kg/mm² | Dehnung vH | Kontraktion vH | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Normalprobe (Analyse: C 0,07; Si —; Mn 0,45; P 0,160; S 0,052) | ⌀ 35 · 12 | 318 | 10700 | 33,6 | 0,32 | 13900 | 43,7 | 35,5 | 62,8 | |
| 1a | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ...... | ,, | 311 | 10100 | 32,5 | 0,4 | | | | | |
| 1a | Streckgrenze ermittelt, 15 Min. gekocht, ausgespannt .......... | ,, | ,, | 11000 | 35,4 | 0,55 | | | | | |
| 1a | Streckgrenze ermittelt, zum zweiten Mal 15 Min. gekocht, ausgespannt ........ | ,, | ,, | 10700 | 34,4 | 0,5 | | | | | |
| 1a | Streckgrenze, 2000 kg überschritten, ausgespannt .......... | ,, | ,, | 12700 | 40,8 | 9,0 | | | | | |
| 1a | Streckgrenze ermittelt, zum dritten Mal 15 Min. gekocht, ausgespannt ........ | ,, | **283** | 14800 | 52,3 | 0,3 | | | | | |
| 1a | Streckgrenze, 1000 kg überschritten, ausgespannt .......... | ,, | ,, | 15800 | 55,8 | 15,5 | | | | | |
| 1a | Streckgrenze ermittelt, zum vierten Mal 15 Min. gekocht .......... | ,, | **264** | 17900 | 67,8 | 0,4 | 17900 | 67,8 | 27,5 | 52,5 | |

| Bezeichnung der Probe | Ausführung der Probe | Profil | Querschnitt | Streckgrenze kg | Streckgrenze kg/mm² | Bleibende Dehnung vH | Bruchbelastung kg | Festigkeit kg/mm² | Dehnung vH | Kontraktion vH | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Tafel IV, 1—3.** | | | | | | | | | | |
| 1 | Normalprobe — Analyse: C 0,17, Si —, Mn 0,41, P 0,015, S 0,041 | Ø 25 | 302 | 7900 | 26,2 | | 11800 | 39,1 | 36,0 | 63,7 | |
| 1a | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 7900 | 26,2 | 1,0 | | | | | |
| ,, | Streckgrenze, 3600 kg überschritten, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 11500 | | 13,0 | | | | | |
| ,, | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht, ausgespannt ..... | ,, | **272** | 13500 | 49,6 | 0,6 | 13700 | 50,4 | 29,5 | **56,9** | |
| 1b | $135^0$ gebogen und wieder zurückgebogen.. | ,, | 284 | | | | 12600 | 44,4 | 27,0 | 58,1 | |
| 1b | $135^0$ gebogen und wieder zurückgebogen, 15 Min. gekocht ..... | ,, | 302 | | | | 14000 | 46,4 | 18,0 | 58,0 | |
| 2 | Normalprobe — Analyse: C 0,30, Si —, Mn 0,69, P 0,083, S 0,047 | Ø 25 | 296 | 10500 | 35,5 | | 16000 | 54,1 | 27,0 | 53,0 | |
| 2a | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 305 | 10500 | 34,5 | 0,3 | | | | | |
| ,, | Streckgrenze, 5500 kg überschritten, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 16000 | | 10,0 | | | | | |
| ,, | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht, ausgespannt ..... | ,, | **278** | 17800 | 64,0 | 0,35 | 17800 | 64,0 | 22,0 | 46,0 | |
| 2b | $135^0$ gebogen und wieder zurückgebogen . | ,, | 311 | | | | 17400 | 56,0 | 21,0 | 50,5 | |
| 2c | $135^0$ gebogen und wieder zurückgebogen, 15 Min. gekocht ..... | ,, | 290 | | | | 17200 | 59,3 | 17,0 | 49,9 | |
| 3 | Normalprobe — Analyse: C 0,36, Si 0,22, Mn 0,62, P 0,049, S 0,042 | Ø 25 | 296 | 10600 | 35,8 | | 17400 | 58,8 | 26,0 | 53,0 | |
| 3a | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 299 | 10800 | 36,2 | 0,8 | | | | | |
| ,, | Streckgrenze, 5800 kg überschritten, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 16600 | | 9,0 | | | | | |
| ,, | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht, ausgespannt ..... | ,, | **275** | 18900 | 68,7 | 0,85 | 18900 | 68,7 | 22,0 | 47,0 | |
| 3b | $90^0$ gebogen und wieder zurückgebogen .. | ,, | 302 | | | | 18200 | 60,3 | 19,0 | 49,0 | |
| 3c | $90^0$ gebogen und wieder zurückgebogen, 15 Min. gekocht ..... | ,, | 299 | | | | 18400 | 61,5 | 16,0 | 48,2 | |
| | **Tafel IV, 4.** | | | | | | | | | | |
| 4 | Normalprobe — Analyse: C 0,41, Si 0,14, Mn 0,72, P 0,067, S 0,048 | Ø 33 | 302 | 12200 | 40,4 | | 19700 | 65,3 | 24,0 | 46,0 | |
| 4a | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 311 | 12200 | 39,2 | 0,3 | | | | | |
| ,, | Streckgrenze, 6800 kg überschritten, ausgespannt ..... | ,, | ,, | 19000 | | 9,0 | | | | | |
| ,, | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht ..... | ,, | **284** | 22000 | 77,5 | 0,75 | 22200 | 78,2 | 21,0 | 36,9 | |
| 4b | $90^0$ gebogen und wieder zurückgebogen . | ,, | 311 | | | | 21100 | 67,9 | 19,0 | 36,0 | |
| 4c | $90^0$ gebogen und wieder zurückgebogen, 15 Min. gekocht ..... | ,, | 311 | | | | 22100 | 71,0 | 13,0 | 37,8 | |

Ergebnisse der Forschungen von Mc Pherrhan, zeigen eine deutlichere Abnahme der Festigkeit zwischen o und $100^0$ und geben ergänzend Aufklärung über das Verhalten des Materials bei tiefen Temperaturen unter $0^0$.

Die Abb. 11 entstammt Forschungen der physikalischen Versuchsanstalt Fried. Krupp A.-G., Essen und stellt in den schraffierten Teilen die Ergebnisse von etwa 15 Versuchsreihen der F. K. A.-G., ferner von Baumann, Reinhold, Lea, Mc Pherrhan und Goerens & Härtel dar. Den Versuchen lag S. M.-Material mit einem Kohlenstoffgehalt bis $0,15^0$, also normaler Güte zugrunde. Auch diese Abbildung bestätigt die vorhin erwähnten Tatsachen, zeigt aber wiederum deutlich den Abfall

| Bezeichnung der Probe | Ausführung der Probe | Profil | Querschnitt | Streckgrenze kg | Streckgrenze kg/mm² | Bleibende Dehnung vH | Bruchbelastung kg | Festigkeit kg/mm² | Dehnung vH | Kontraktion vH | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **zu Tafel IV, 4.** | | | | | | | | | | |
| 5 | Normalprobe — Analyse: C 0,39, Si 0,17, Mn 0,72, P 0,051, S 0,034 | Schiene K. 41 | 321 | 10800 | 33,7 | | 19800 | 61,8 | 24,0 | 39,6 | |
| 5a | Streckgrenze ermittelt, ausgespannt ..... | ,, | 321 | 12200 | 38,1 | 0,65 | | | | | |
| ,, | Streckgrenze, 6800 kg überschritten, ausgespannt ........ | ,, | ,, | 19000 | | 7,0 | | | | | |
| ,, | Streckgrenze ermittelt, nachdem 15 Min. gekocht, ausgespannt ........ | ,, | **302** | 21400 | 70,9 | 0,65 | 21500 | 71,1 | 18,0 | **30,0** | |
| 5b | 90° gebogen und wieder zurückgebogen . | ,, | 321 | | | | 20600 | 64,2 | 18,0 | 39,5 | |
| 5c | 90° gebogen und wieder zurückgebogen, 15 Min. gekocht ........ | ,, | 327 | | | | 21700 | 66,4 | 11,0 | 37,0 | |

**Tafel V.**

| Lfde. Nr. | Profil | | Breite mm | Dicke mm | Querschnitt mm² | Streckgrenze kg | Streckgrenze kg/mm² | Bruchbelastung kg | Festigkeit kg/mm² | Dehnung vH | Kontraktion vH | Bemerkung |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Flansch | ⊔ | 31,8 | 8,1 | 258 | 6800 | 26,4 | 9200 | 35,6 | 32,0 | 66,7 | 200 mm Versuchslänge |
| 2 | ,, | ,, | 31,5 | 8,1 | 255 | 6500 | 25,5 | 9000 | 35,3 | 30,0 | 63,6 | |
| 3 | ,, | ,, | 31,5 | 7,4 | 233 | 6000 | 25,7 | 8300 | 35,6 | 29,0 | 62,5 | |
| 4 | ,, | ,, | 31,9 | 7,4 | 236 | 6000 | 25,4 | 8400 | 35,6 | 31,5 | 61,2 | |
| 5 | Steg | ,, | 39,6 | 6,2 | 246 | 6400 | 26,0 | 8700 | 35,4 | 27,0 | 59,4 | |
| 6 | ,, | ,, | 39,5 | 6,2 | 245 | 7100 | 29,0 | 8700 | 35,5 | 28,0 | 64,4 | |

der Festigkeit zwischen etwa 20 und 100° C, besonders bei Materialien, deren Bruchfestigkeit an der Grenze von 30 kg pro qmm liegt und ferner den Anstieg der Festigkeitsziffern zwischen 100 und 400° C.

Zum Schluß sei ein Fall aus der Praxis erwähnt; es handelt sich um die Untersuchung der eisernen Dachkonstruktion eines Thomaswerkes, welches seit 1912 im Betrieb ist. Es wurde ein Stab eines Dachbinders, ein U-Eisen NP 8 untersucht der neben dem „Kamin" lag, durch den die Flamme des Konverters in das Freie bläst. Während des Blasens des Konverters ist dieser Stab ständig Temperaturen von 100 bis 200° C ausgesetzt gewesen. Das Ergebnis der Zerreißversuche ist in der Tafel V zusammengestellt. Das Material, welches mutmaßlich beim Einbau der Handelsgüte entsprach, zeigt auch jetzt noch hohe Streckgrenzen und hohe Dehnungsziffern und ist als durchaus einwandfrei anzusprechen.

---

# NEBENSPANNUNGEN INFOLGE VERNIETETER KNOTENPUNKTVERBINDUNGEN EISERNER FACHWERKBRÜCKEN.

Bericht über die Veröffentlichung der Techn. Kommission des Verbandes Schweizer Brücken- und Eisenhochbaufabriken (T. K. V. S. B.).

*Von Dipl.-Ing. Müllenhoff, Sterkrade (Rhld.).*

Wohl die meisten Ingenieure haben bis jetzt ein leichtes Gruseln empfunden, wenn von der Berechnung der Nebenspannungen infolge der Knotensteifigkeit die Rede war. Da diese Berechnung nur ganz selten durchgeführt wurde, überschätzte man im allgemeinen die dazu erforderliche Arbeit. Als vor etlichen Jahren die ersten Nachrichten über die umfassenden Berechnungen und Messungen dieser Spannungen durch die T. K. V. S. B. bekannt wurden, teilte wohl die Mehrzahl der deutschen Fachgenossen die Meinung eines Hochschulprofessors, der dem Verfasser gegenüber äußerte: „Da können sie messen, bis sie schwarz werden, und ob dann etwas Brauchbares herauskommt, ist auch noch fraglich."

Nun, sie haben gemessen und es ist sehr viel Brauchbares herausgekommen und wir müssen den Schweizer Kollegen dankbar sein für den opferwilligen Mut, mit dem sie die schwierige und umfangreiche Aufgabe angepackt haben, für die Geduld, mit der die Tausende und Abertausende von Messungen angestellt und ausgewertet worden sind, und die wissenschaftliche Gründlichkeit und vorbildliche Klarheit, mit der die Ergebnisse veröffentlicht worden sind.

Inzwischen sind ja auch aus den Vereinigten Staaten von mehreren neueren Brücken Berechnungen und Messungen der Nebenspannungen gemeldet worden, z. B. von der Quebec-, Kenova-, Sciotoville- und Hellgate-Brücke, und auch bei uns[1]) mehren sich die Stimmen, daß wir ihnen mehr als bisher nachgehen müssen. Bekanntlich hat schon 1878 Prof. Manderla in München als erster ein Verfahren zur Berechnung der Nebenspannungen angegeben. Im gleichen Jahre hat Dupuy in Frankreich die ersten Messungen dieser Spannungen ange-

[1]) Vgl. z. B. Prof. Dr. Hartmann in der Z. d. Oest. Ing.- u. Arch.-Ver. 1919, S. 27—29, in einem viel zu wenig beachteten Aufsatz über die Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen.

stellt. Engesser (1879), Asimont (1880), Winkler (1881), W. Ritter (1885), Müller-Breslau (1885), Otto Mohr (1892) u. a. bauten die Theorie weiter aus. Außer Mohr gingen alle von den Winkeländerungen der Dreiecke aus, um die Ablenkungswinkel der Stabachsen zu bestimmen. Mohr bestimmte dagegen diesen Winkel als Unterschied des Knotendrehwinkels und des Stabdrehwinkels. Dieser Gedanke hat dann zu dem Schweizer Verfahren geführt, wohl dem einfachsten, das bis jetzt für die Ermittelung der Nebenspannungen bekannt ist.

Da das Verfahren ohne weiteres auch für die Praxis verwendbar ist, und da infolge unserer Verarmung weder der Schweizer Bericht noch die Schweizer Bauzeitung, die im vergangenen Winter einen sehr guten Auszug daraus gebracht hat, den meisten Fachgenossen zugänglich sein wird, dürfte ein näheres Eingehen auf das Rechnungsverfahren vielen erwünscht sein.

Mohr entnahm aus dem Verschiebungsplan die Stabdrehwinkel $\psi$ der einzelnen Stäbe und drückte die an jedem Stabende angreifenden Momente durch diese und die unbekannten Knotendrehwinkel $\varphi$ aus. Setzt man die Momente an jedem Knotenpunkt null, so ergeben sich soviel Gleichungen als Unbekannte und Knotenpunkte vorhanden sind. Nach einem von Mohr angegebenen Näherungsverfahren ist die Auflösung dieser Gleichungen leicht möglich.

Bei der Untersuchung der Rhonebrücke bei Brig zeigte sich, daß die Knotendrehwinkel Mittelwerte aus den Stabdrehwinkeln der in den einzelnen Knoten zusammenlaufenden Stäbe sind. Die Verfolgung dieser Beobachtung führte zu dem „Schweizer Verfahren", das nicht nur gestattet, die Nebenspannungen bei zentrischen Stabanschlüssen zu berechnen, sondern auch den Einfluß von Exzentrizitäten, unmittelbarer Stabbelastungen, veränderlicher Trägheitsmomente, der Wanderung der Stabachse, der Krümmung der Stäbe durch diese Momente, der Versteifung durch die Knotenbleche und näherungsweise auch den Einfluß ihrer Nachgiebigkeit und schließlich den Einfluß der Nebenspannungen auf die Hauptspannungen und die Durchbiegungen. Endlich lassen sich danach auch die Einflußlinien für die Nebenspannungen berechnen. Das Verfahren ist von dem Direktor M. Roš der Brückenbauanstalt Döttingen der A. G. Konrad Zschokke, dem Sekretär der T. K. V. S. B., ausgearbeitet worden.

Abb. 1.

Ist in einem Fachwerk (Abb. 1) mit reibungslosen Gelenken an den Punkt n des Stabes n, (n + m) ein Knotenblech angeschlossen, so dreht sich dies bei der Formänderung des Fachwerks um den Winkel $\psi = \frac{\varrho}{l}$, wo $\varrho = (n+m)\,(n+m)'$, die Verschiebung des Knotens (n + m) senkrecht zur Stabachse, aus einem Williotplan entnommen werden kann. Sind nun mehrere Stäbe mit gleichbleibendem Trägheitsmoment zentrisch an das Knotenblech angeschlossen, so dreht sich dieses, wenn die anderen Stabenden gelenkig angeschlossen sind, um den Winkel (Abb. 2):

$$ {}_{1,c}\varphi_n = \frac{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \psi_{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} $$

Dabei verbiegen sich die Stäbe und die Ablenkungswinkel der Stabachsen werden

$$ {}_{1,c}\tau_{n,n+m} = {}_{1,c}\varphi_n - \psi_{n,n+m} $$

Da nun alle Knotenpunkte steife Anschlüsse haben, also auch an den bisher als frei drehbar angenommenen Knotenpunkten solche Ablenkungen auftreten, wirkt auf den Knoten n jeder der Stäbe (n, n + 1), (n, n + m) mit dem Ablenkungswinkel $\frac{1}{2}\,{}_{1,c}\tau_{(n+m)n}$ ein, so daß die erste Verbesserung (Abb. 3):

$$ {}_1\Delta_c\,\varphi_n = \frac{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{1}{2}\,{}_{1,c}\tau_{n+m,n} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} $$

Mit diesem Wert erhält man die zweite Näherung:

$$ {}_{2,c}\varphi_n = {}_{1,c}\varphi_n + {}_1\Delta_c\,\varphi_n $$

und daraus $\quad {}_{2,c}\tau_{n,n+m} = {}_{2,c}\varphi_n - \psi_{n,n+m}.$

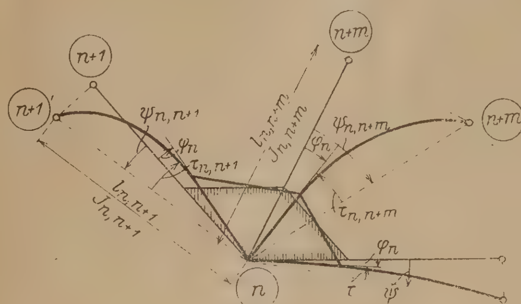



Abb. 2.

Dies gibt die zweite Verbesserung:

$$ {}_2\Delta_c\,\varphi_n = \frac{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{1}{2}\,{}_{2,c}\tau_{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} $$

woraus wieder $\quad {}_{3,c}\varphi_n = {}_{1,c}\varphi_n + {}_2\Delta_c\,\varphi_n$ usw.

Je nach der Steifigkeit der Stäbe wird $\Delta_c\,\varphi_n$ bald konstant und dann hat man den genauen Wert:

$$ {}_{n+1,c}\varphi_n = {}_{1,c}\varphi_n + {}_n\Delta_c\,\varphi_n = {}_c\Phi_n. $$

Dieser Winkel genügt dann auch der Bedingung

$$ \sum M = 0. $$

Sind alle oder einige Stabschwerachsen gegen das theoretische Netz exzentrisch angeordnet, so geben die Stabkräfte um den theoretischen Gelenkpunkt ein Moment $K_n$ (Abb. 4). Dies dreht die Stäbe um den Winkel

$$ {}_{1,K}\varphi_n = {}_{1,K}\tau_{n,n+m} = \frac{K_n}{3\,E \sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} $$

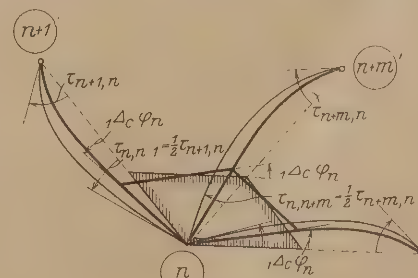



Abb. 3.

Diese Stammwerte sind wieder wie bei zentrisch angeschlossenen Stäben zu berichtigen um den Betrag

$$ {}_1\Delta_K\,\varphi_n = \frac{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{1}{2}\,{}_{1,K}\tau_{n+m,n} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}, $$

so daß $\quad {}_{2,K}\varphi_n = {}_{2,K}\varphi_n + {}_1\Delta_K\,\varphi_n$ usf.

Die für die Rhonebrücke der Furkabahn bei Brig nach diesem Verfahren gerechneten Einflußlinien der Knotendrehwinkel stimmen schon in der zweiten Näherung völlig ausreichend genau mit den nach dem Mohrschen Verfahren berechneten Werten überein.

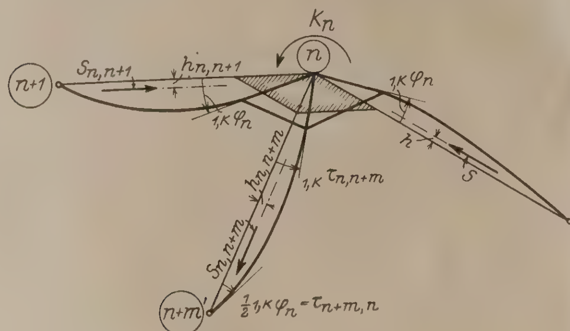



Abb. 4.

Ist ein Fachwerkstab unmittelbar belastet, so würde sich bei freier Auflagerung seine elastische Linie je nach der Belastung an den Enden um die Winkel $\varepsilon_{n,n+m}$ und $\varepsilon_{n+m,n}$ drehen (Abb. 5). Diese Drehung kann aber der Knoten nur zum Teil mitmachen, so daß

$$1,{}_\varepsilon\varphi_n = \frac{\varepsilon_{n,n+m}\dfrac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m}\dfrac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} = \tau_{n,n+m}$$

und

$$1,{}_\varepsilon\varphi_{n+m} = \frac{\varepsilon_{n+m,n}\dfrac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n+m,n}^{n+m,n+m+1}\dfrac{J_{n+m,n+m+1}}{l_{n+m,n+m+1}}} = 1,{}_\varepsilon\tau_{n+m,n}$$

Es entsteht dadurch:

$${}_1\Delta_\varepsilon\,\varphi_n = \frac{\sum_{n,n+1}^{n,n+m}\dfrac{1}{2}\,1,{}_\varepsilon\tau_{n+m,n}\,\dfrac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m}\dfrac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} \quad \text{usw.}$$

Aus den Endwerten ${}_\varepsilon\Phi_n$ erhält man dann die Einspannungs-

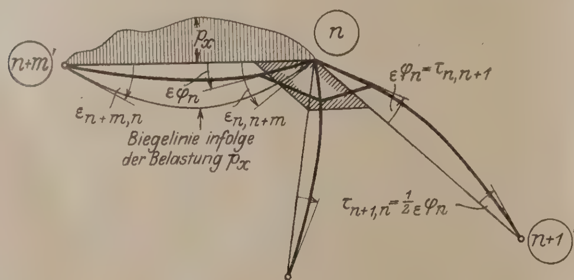



Abb. 5.

momente ebenso wie die Nebenspannungsmomente der zuvor behandelten Fälle:

$$M_{n,n+m} = \frac{2\,E\,J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}\left\{2\,\Phi_n + \Phi_{n+m}\right\}$$

Für die belasteten Stäbe treten zu diesen Einspannmomenten noch die ursprünglichen Momente $M_0$ des frei gestützten Stabes.

Der Einfluß der Knotenbleche ist nicht genau zu erfassen. Sie verkürzen die theoretischen Stablängen, vergrößern also die Nebenspannungen, andererseits hat sich, besonders bei den Versuchen des Dr. Th. Wyß an einem besonderen Versuchsträger, die in dem Schweizer Bericht z. T. wiedergegeben sind, gezeigt, daß sie sehr beträchtliche Formänderungen erleiden. Nach den vorliegenden Ergebnissen erscheint es zurzeit gerechtfertigt, daß man die für die theoretischen Stabenden berechneten Momente ${}_\tau M$ im Verhältnis der theoretischen Stablänge $l$ zur freien Länge $l_K$ (vergl. Abb. 6) vergrößert und diese Momente ${}_\tau M_K = {}_\tau M\,\frac{l}{l_K}$ an den Enden der freien Stablängen, also an den Anschlußstellen an das Knotenblech wirkend annimmt. Die so berechneten Momente sind noch erheblich kleiner als die unter der Voraussetzung starrer Knotenbleche errechneten Werte (in der Abbildung mit ${}_a M$ bezeichnet).

Es würde wohl zu weit führen, hier auch die Berechnungsweise der anderen erwähnten Einflüsse und die der Einflußlinien für die Nebenspannungen mittels des Maxwellschen Satzes wiederzugeben. Hierfür wie für die theoretische Begründung des Verfahrens muß auf den Bericht selber oder den Auszug in der Schweizer Bauzeitung (1922 Nr. 15 v. 7. Okt. u. ff.) verwiesen werden.

Die 96 Tafeln bringen nach den Untersuchungen von Winkler, Patton und Hartmann die Reihenfolge der üb-

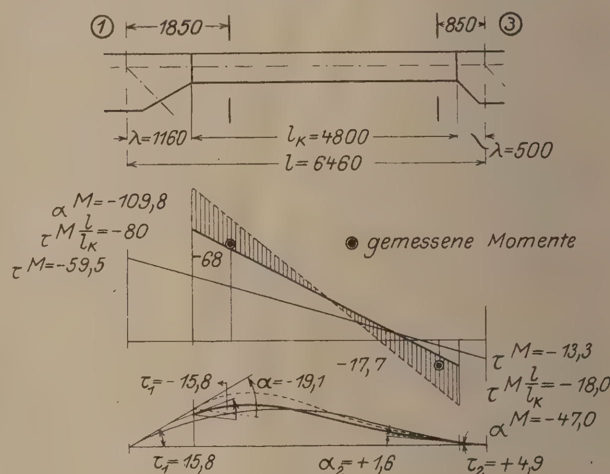



Abb. 6.

lichsten Fachwerkarten nach der Größe der Nebenspannungen und die Pattonschen Kurven, die die Größe der Nebenspannungen in vH der Hauptspannungen als Funktion der Schlankheit der Stäbe geben (deren Wert aber zweifelhaft ist, da sie nur in bestimmten Fällen gelten und vor allem den Einfluß der Exzentrizitäten nicht berücksichtigen). Tafel 3 erläutert dann nochmals das Rechnungsverfahren, und nun folgt die Darstellung der Versuchs- und Rechnungsergebnisse.

Es ist schwer, aus der Fülle des Gebotenen das Wichtigste herauszugreifen. Die Rhonebrücke bei Brig eröffnet den Reigen. Ihr gelten 31 Tafeln. Sie ist 1913 erbaut, hat 51,2 m Stützweite, sehr gut konstruierte, einwandige Halbparabelträger mit nach der Mitte fallenden Schrägen und geschlossene Querrahmen. Die genau nach Mohr und genähert nach dem Schweizer Verfahren berechneten Einflußlinien der Knotendrehwinkel und der Nebenspannungen zeigen schon in zweiter Annäherung fast vollkommene Übereinstimmung, und bei Berücksichtigung aller faßbaren Einflüsse stimmen auch die gemessenen Spannungen sehr schön mit den berechneten überein. Dabei zeigt sich, daß es für die Belastung der Hauptträger wenig Einfluß hat, daß die Längsträger durchlaufend angeordnet sind, daß aber der Untergurt dadurch wirksam entlastet wird, während die Querträger starke Verbiegungen erleiden.

Die gemessenen Stabdrehwinkel entsprechen sehr schön den berechneten, dagegen hat sich die Messung der Knotendrehwinkel wegen der starken Formänderung der Knotenbleche als ungeeignet zur Nachprüfung der Rechnungsergeb-

nisse gezeigt. An verschiedenen Stellen eines Knotenbleches gemessene Verdrehungen weichen so stark von einander ab, daß das Verfahren, im Gegensatz zu Prof. Gehler, als unbrauchbar bezeichnet wird. Dies Urteil stützt sich übrigens nicht nur auf die sehr sorgfältige Untersuchung dieser einen Brücke, an der über 6000 Messungen ausgeführt worden sind, sondern wurde auch durch die Ergebnisse an mehreren anderen Brücken bestätigt und besonders durch die genaue Untersuchung eines besonderen ,,Versuchsträgers Wyß", die in dem hier besprochenen Bericht z. T. wiedergegeben ist und inzwischen in den Forschungsarbeiten des V. d. I. ausführlich veröffentlicht wurde.

Zahlentafel I. Berechnete und gemessene Haupt- und Nebenspannungen.

| Am Stab | | $O_{I-III}$ | | $U_{2-4}$ | | $U_{4-6}$ | | $D_{III-4}$ | | $D_{VII-8}$ | | $V_{2-III}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Meßstelle in der Nähe vom Punkt | | I | III | 2 | 4 | 4 | 6 | III | 4 | VII | 8 | 2 | III |
| Größte Spannung (obere Zahl berechnet, untere Zahl gemessen) | obere Faser | — 170 | — 204 | + 187 | + 109 | + 244 | + 143 | + 270 | + 319 | + 102 | + 127 | — 240 | — 86 |
| | | **134** | **— 159** | **+ 114** | **+ 78** | **+ 92** | **+ 96** | **+ 196** | **+ 276** | **+ 80** | **+ 102** | **225** | **— 74** |
| | Schwerpunkt $\sigma_0$ | — 188 | — 186 | + 206 | + 138 | + 248 | + 250 | + 310 | + 312 | + 122 | + 120 | — 149 | — 149 |
| | | **— 150** | **— 146** | **+ 134** | **+ 95** | **+ 177** | **+ 166** | **+ 255** | **+ 267** | **+ 92** | **+ 96** | **— 142** | **— 134** |
| | untere Faser | 216 | — 152 | + 210 | + 145 | + 259 | + 279 | + 348 | + 300 | + 142 | + 114 | — 59 | — 209 |
| | | **— 176** | **— 126** | **+ 139** | **+ 100** | **+ 200** | **+ 182** | **+ 315** | **+ 265** | **+ 102** | **+ 85** | **— 63** | **— 190** |
| $\frac{\sigma_{max} - \sigma_0}{\sigma_0} 100$ | | 14,9 | 9,7 | 1,9 | 5,1 | 4,4 | 10,0 | 12,2 | 2,2 | 16,4 | 5,8 | 61,0 | 40,3 |
| | | **17,3** | **9,0** | **3,7** | **5,3** | **1,3** | **9,6** | **23,5** | **3,4** | **10,8** | **11,4** | **58,5** | **41,7** |

Von den Ergebnissen der Untersuchung der Rhonebrücke bei Brig seien noch einige Einzelheiten hervorgehoben. Bei Belastung in Brückenmitte und im Viertelspunkt beträgt der Einfluß der steifen Knotenpunktausbildung auf die Stabkräfte durchschnittlich nur 0,6 und 1,2 vH; er ist am größten in einigen sehr schwach beanspruchten Vertikalen.

Aus den Summeneinflußlinien für die Haupt- und Nebenspannungen sind in der Zahlentafel I einige Größtwerte zusammengestellt. Sie lassen die Größe der Nebenspannungen genügend erkennen.

Anscheinend ist bei den berechneten Werten der Einfluß der steifen Fahrbahn und die entlastende Wirkung der Windverbände noch nicht berücksichtigt. Die Summeneinflußlinie für die Verschiebung des beweglichen Lagers gibt als größten Wert 3,31 mm ohne und 2,33 mm mit Berücksichtigung der Fahrbahn. Der gemessene Wert von 2,236 mm entspricht dem sehr gut. Die Entlastung des Untergurtes durch die Zugkräfte in den Längsträgern hat also eine Verkürzung von rd 1 mm zur Folge. Daraus folgt bei 51,2 m Stützweite eine durchschnittliche Entlastung des Gurtes um

$$\sigma = \frac{E\,\Delta l}{l} = \frac{1 \cdot 2\,100\,000}{51\,200} = \infty 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Wie stark die an einem Knotenblech an verschiedenen Punkten gemessenen Knotendrehwinkel von einander und von dem berechneten Wert abweichen, mögen folgende Werte zeigen (Zahlentafel II).

Zahlentafel II. Knotendrehwinkel in Winkelsekunden.

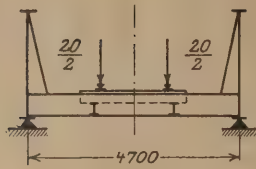
| Meßstelle | Gemessen an verschiedenen Stellen des Knotenbleches | Mittel | Berechnet |
|---|---|---|---|
| Obergurtknoten IX (Brückenmitte) . . | 124 131 144 149 157 180 187 188 194 197 210 | 160 | 130 |
| Untergurtknoten 4 (Viertelspunkt) . . | — 38 — 35 — 34 — 32 — 6 + 14 + 15 + 17 + 43 | — 5,5 | — 5,1 |

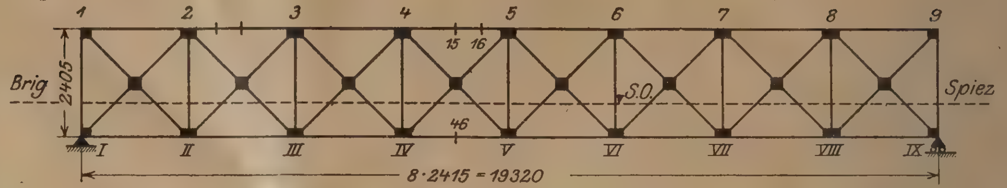
Knoten IX ist symmetrisch ausgebildet und die Klinometer waren an symmetrisch liegenden Punkten angebracht. Daß da der Mittelwert der Ablesungen mit der Rechnung übereinstimmt, war zu erwarten. Am Punkt 4 ist die Übereinstimmung doch nur recht angenähert und der geschickten Wahl der Meßpunkte zu verdanken.

Die Beobachtungen an der Suldbachbrücke sind bereits in zwei Heften veröffentlicht worden; sie werden z. T. auch in dem in Aussicht gestellten Bericht über die seitliche Knicksteifigkeit offener Brücken verwertet werden. Die Brücke ist ein 19,3 m langer Parallelträger mit gekreuzten Streben, die an den Kreuzungspunkten vernietet sind; sie hat untenliegende Fahrbahn mit eingebauten Längsträgern. An dieser Brücke sind rund 55 000 Einzelmessungen vorgenommen worden. Die Ergebnisse stimmen mit der Rechnung gut zusammen; allerdings mußte die Berechnung streng, also für die Hauptträger als achtfach statisch unbestimmtes Fachwerk durchgeführt werden. Der Einfluß der Fahrbahn ist kleiner als bei der Furkabrücke, aber immer noch recht beträchtlich. In Abb. 7, die die berechneten und gemessenen Spannungen einer Reihe Gurtstäbe wiedergibt, tritt aber vor allem der starke Einfluß der seitlichen Verbiegungen des Obergurtes durch die Wirkung der offenen Halbrahmen hervor.

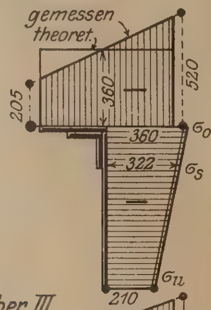
Die St. Adriansbrücke hat ein ähnliches System mit 68,6 m Stützweite und 10 Feldern. In den Kreuzungspunkten der Streben sind Hilfspfosten angeschlossen, so daß die Feldweite der Untergurtstäbe nur 3,43 m beträgt. Dadurch entstehen an den Anschlüssen der Zwischenpfosten große Nebenspannungen. Die Messung hat hier nur in Stabmitte stattgefunden und gibt daher keinen Aufschluß darüber, wie weit die Theorie mit der Erfahrung übereinstimmt. Die Brücke hat übrigens zweiwandige Gurtquerschnitte, ebenso wie die Fluhmühlenbrücke bei Luzern und die Aarebrücke bei Uttingen. Diese beiden Brücken haben fallende und steigende Streben und Pfosten in jedem Feld. Die erste, erst Herbst 1921 in Betrieb genommen, hat Halbparabelträger mit schrägen Endpfosten, 47,1 m Stützweite. Die Spannungen wurden am ganzen Umfange der Querschnitte gemessen und stimmen besonders gut mit den berechneten überein. Sie sind wie bei der St. Adriansbrücke in der Querrichtung sehr gleichmäßig über den Querschnitt verteilt, obwohl z. B. der obere Endpunkt der gemessenen Endstrebe seitlich nicht gehalten ist. Von dem von manchen Brückenbauern angenommenen Nachteil der zweiwandigen Gurte, daß sie an der Lastübertragung nicht gleichmäßig beteiligt seien, ist hier also nichts zu merken. Immerhin scheint mir dieser Punkt durch die bisherigen Versuche noch nicht ganz geklärt zu sein. Die maßgebenden Nebenspannungen gleichen Vorzeichens wie die Hauptspannungen sind hier in den Gurten besonders klein und erreichen bei der fast symmetrischen Belastung der ganzen Brücke höchstens $^1/_7$ der Hauptspannungen; in den meist schwach beanspruchten Streben sind sie auch klein, in den Pfosten betragen sie allerdings 86 vH der Hauptspannung (im letzten, kurzen Pfosten), die hier freilich nur 100 kg/cm² beträgt.

Die Aarebrücke bei Uttingen, ein Trapezträger von 65,8 m Stützweite, mit oberem Verband auf der ganzen Länge des Obergurtes, zeigt dagegen im Untergurt Nebenspannungen von rd 25 vH der Hauptspannung. Wären die



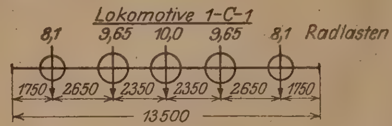




Mittelachse über III

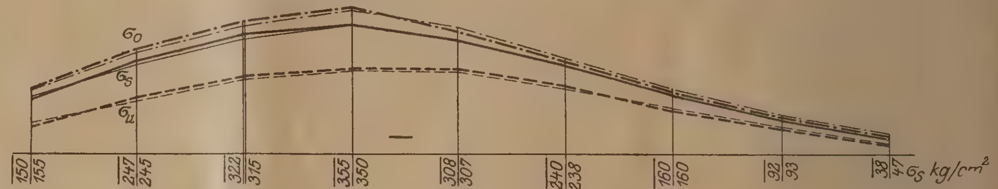



Lastenzug.

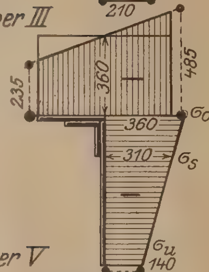
Die unter jedem Querträger I–IX aufgetragenen Spannungen entstehen, wenn die Mittelachse der Lokomotive über dem entsprechenden Querträger steht.



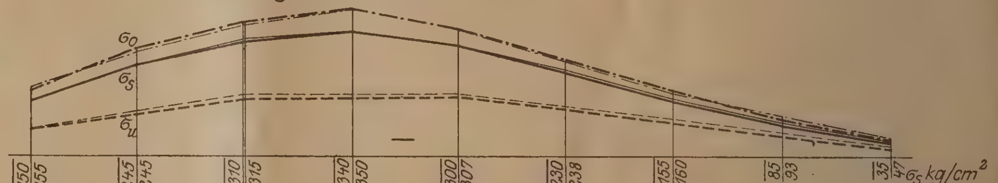

Obergurtstab $O_{2-3}$ Schnitt 6.



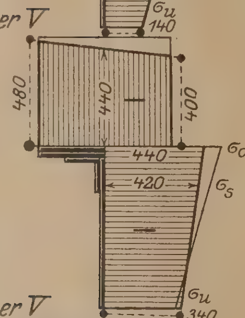

Mittelachse über III



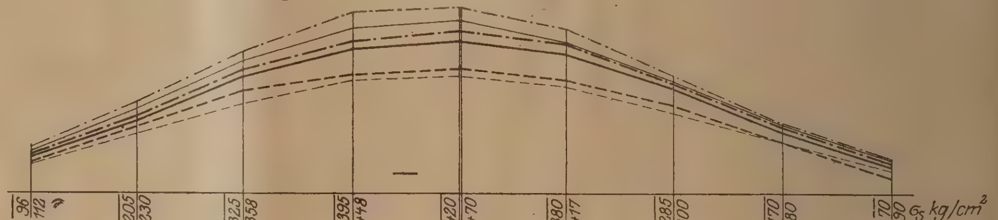

Obergurtstab $O_{2-3}$ Schnitt 7.



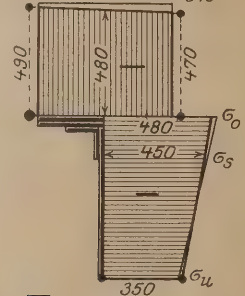

Mittelachse über V



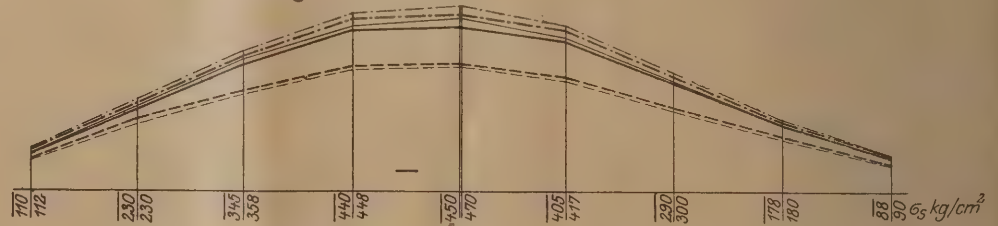

Obergurtstab $O_{4-5}$ Schnitt 15



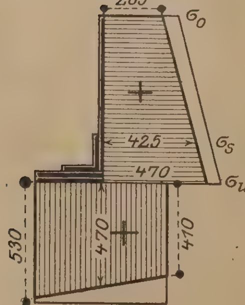

Mittelachse über V



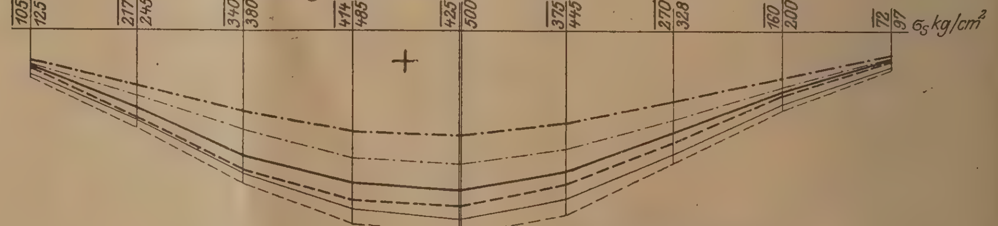

Obergurtstab $O_{4-5}$ Schnitt 16.




Mittelachse über V




Untergurtstab $U_{IV-V}$ Schnitt 46.




Erläuterung der Einflußlinien.

| Ort der Spannung | theoret. | gemess. | Bezeichg. |
|---|---|---|---|
| Oben | —·—·— | —·—·— | $\sigma_o$ |
| Schwerpunkt | ——— | ——— | $\sigma_s$ |
| Unten | - - - - - | - - - - - | $\sigma_u$ |
| | 155 | 150 | |

Abb. 7. Suldbachbrücke.

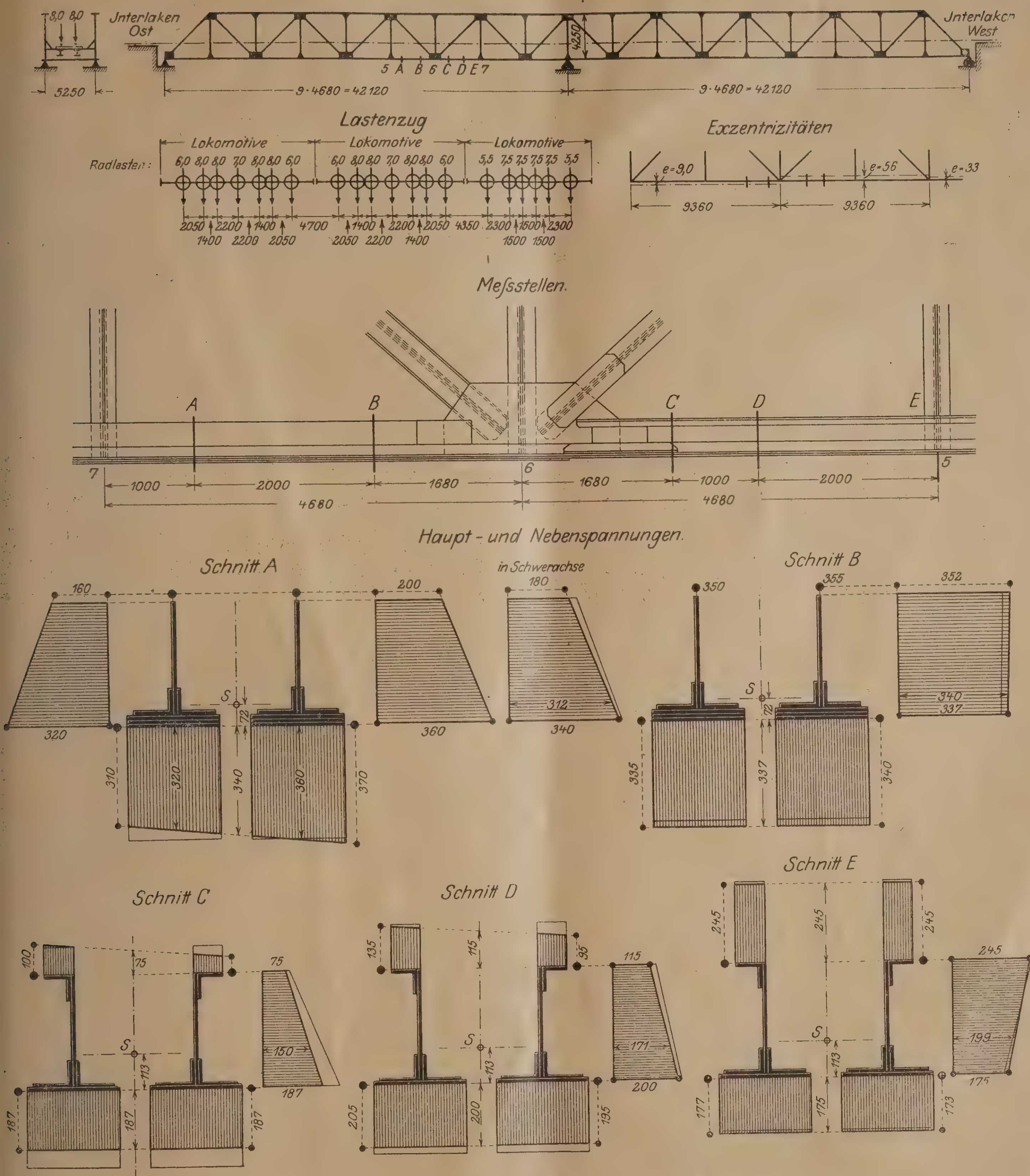



Abb. 8. Obere Aarebrücke in Interlaken.

Pfosten nicht so kräftig ausgestattet oder die Feldlängen kleiner, so wäre der ungünstige Einfluß der Zwischenpfosten wohl noch stärker hervorgetreten. In der Querrichtung sind die Spannungen nicht so gleichmäßig verteilt. Die Ursache davon ist nicht ohne weiteres ersichtlich.

Die obere Aarebrücke in Interlaken (Abb. 8) zeigt dagegen wieder fast vollkommen gleichmäßig über die Stabbreite verteilte Spannungen und bemerkenswert gute Übereinstimmung der gemessenen und theoretischen Spannungen.

Die untere Aarebrücke in Interlaken ist ähnlich, aber einwandig und ohne Hängepfosten. Bei ihr sind die seitlichen Verkrümmungen der Hauptträger weit größer. Die Unterlagen reichen nicht aus, die Ursache davon festzustellen.

Auch die Limmatbrücke bei Wettingen zeigt fast das gleiche System, sie hat aber 3 Öffnungen von 41,2 + 51 + 41,2 m Stützweite. Die großen Nebenspannungen über den Mittelstützen sind besonders auf die große Exzentrizität der Stabachse (75 mm!) zurückzuführen. Überhaupt muß der Einfluß der Exzentrizität, wie die Messungen und Berechnungen zeigen, stets berücksichtigt werden.

Auch einige Bogenbrücken sind untersucht worden und gaben wertvolle Ergebnisse. Die Bogenbrücke über die Vanexschlucht, ein 64 m weiter Zweigelenkbogen mit darüber liegender, kontinuierlicher Fahrbahn und einem parallelgurtigen Bogen von 8 m Pfeil und nur etwa 1,85 m Trägerhöhe, zeigt eine geradezu verblüffende Übereinstimmung der gemessenen und gerechneten Senkungen im Bogenviertel und der Drehwinkel am Auflager und Scheitel, so daß die Gelenke deren Lagerschalen 2 mm größeren Durchmesser als die Bolzen haben, wie reibungslose Gelenke zu wirken scheinen. Auch die Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Spannungen ist sehr gut.

Wichtiger sind für uns die drei Bogenbrücken mit Zugband über die Rhone bei Chippis (49,6 m, 14 Felder, Pfeilhöhe bis zum Untergurt $f_u = 8{,}844$ m, Trägerhöhe in der Mitte $h_m = 1.758$ m, bei Sitten (55 m, 16 Felder, $f_u = 7{,}8$ m, $h_m = 2{,}0$ m) und bei Sierre (54,668 m, 14 Felder, $f_u = \sim 7{,}82$ m, $h = \sim 1.87$ m). Alle drei sind Straßenbrücken.

Es wurde besonders der Einfluß der Vernietung des Scheitels auf die Durchbiegungen und Nebenspannungen verfolgt, doch kann hier aus Mangel an Raum nicht darauf eingegangen werden. In der fertigen Brücke wurden in Untergurtmitte Nebenspannungen von 145 kg/cm² gefunden, bei einer Hauptspannung von 99 kg/cm². Bei dem scharfen Knick, den die Biegungslinie des Zugbandes zeigt, ist dieser hohe Wert nicht überraschend. Die Spannung aus Eigengewicht und bei der Größtlast ist leider nicht angegeben, doch dürfte der Schluß berechtigt sein, daß das System bei kleinen Feldweiten besser vermieden wird und daß das Zugband und die Fahrbahn möglichst steif auszubilden sind und das Zugband am besten unsymmetrisch wird, damit die maßgebenden Nebenspannungen klein werden.

Auch die älteren Messungen und Berechnungen von Nebenspannungen sind größtenteils wiedergegeben, z. B. die der Birsbrücke bei Mönchenstein, der Inschlialpbrücke der Gotthardbahn und der Aarebrücke bei Brugg von Ritter, der Emmebrücke bei Wolhusen, der Schmalspurbahn Hainsberg-Schmiedeberg von Fränkel und Manderla, der Gerberschen Gelenkbolzenbrücke bei Wattenhofen von Manderla, der Corgnacbrücke und der bekannten Blattfedergelenkbrücke bei Cellettes von Mesnager, der Brücke über die Schwarze Elster von Gehler und der Rheinbrücke bei Thusis von Ackermann.

Die Schlußfolgerungen der Schweizer Kommission sind im wesentlichen folgende:

1. Nur Spannungsmessungen am ganzen Stabumfang an den Anschlußstellen an das Knotenblech geben Aufschluß über die Nebenspannungen. Die Messung der Drehwinkel ist zu sehr abhängig vom Ort der Messung und daher unsicher.

2. Bei gut durchgebildeten Fachwerken stimmen berechnete und gemessene Spannungen befriedigend, z. T. sehr gut überein.

3. Bei allen Messungen zeigten sich Nebenspannungen nach beiden Hauptachsen. Meist sind sie quer zur Trägerebene klein; sie können aber, besonders bei Trogbrücken, auch recht groß werden. Die Messungen bestätigen die Theorie. Näheres darüber bleibt einer besonderen Veröffentlichung vorbehalten. (Hoffentlich liefert diese auch einen Beitrag zu der Frage, ob ein Unterschied zwischen ein- und zweiwandigen Gurten zu machen ist mit Rücksicht auf die Nebenspannungen.)

4. Je unklarer das Kräftespiel, je unstetiger der Verlauf der Biegungslinien, je geringer die Schlankheit der Stäbe, um so mehr weichen die gemessenen von den berechneten Spannungen ab.

5. Die Annahme starrer Knotenpunkte ist zu ungünstig.

6. Die Nachgiebigkeit der Knotenbleche kann angenähert berücksichtigt werden, indem man die an den theoretischen Stabenden berechneten Momente im Verhältnis der theoretischen zur freien Stablänge vergrößert und diese Werte an den Anschlußstellen der Knotenbleche wirkend annimmt. (Zurzeit läßt sich wohl noch nicht übersehen, ob dünnere und entsprechend größere oder dickere aber kleinere Knotenbleche geringere Spannungen hervorrufen.)

7. Exzentrische Stabanschlüsse rufen fast stets größere Nebenspannungen hervor und sind zu vermeiden. Kann man die Stabachsen nicht genau zusammenführen, so läßt sich wohl stets eine solche Zusammenführung erreichen, daß bei der ungünstigsten Belastung keine exzentrischen Wirkungen auftreten.

Fest vernietete Knotenpunkte wirken stets günstig, die Momente verteilend, die Spannungen vermindernd. Bei exzentrisch liegenden Stabanschlüssen werden durch sie die Kräfte nach den Stabachsen hin verschoben. Das Gesetz der Selbsthilfe und der lastverteilenden Wirkung eiserner Tragwerke (die sogenannte Schlauheit des Materiales) gelangt hier in ausgesprochener Weise zur Geltung.

8. Wenn die Beanspruchungen die Proportionalitätsgrenze überschreiten, nehmen die Nebenspannungen rasch ab. Erst bei Überanstrengung der äußersten Faser sind sie nicht mehr für den Bestand des Fachwerks maßgebend, die (in der Schweiz) übliche Verminderung der freien Knicklänge auf das 0,8 fache ist deshalb nicht gerechtfertigt, besonders für die Gurtungen, mit Ausnahme der durch die Nebenspannungen S-förmig verbogenen Stäbe.

9. Steife Fahrbahnausbildung wirkt nicht nur stoßmildernd, sondern vermindert auch die Durchbiegungen und damit die Nebenspannungen. Dies gilt vor allem, wenn die Einflußlinien der Stabkräfte ein- oder mehrmaligen Zeichenwechsel aufweisen.

Bei klarer Fachwerksgliederung, zentrisch zusammengeführten Stäben und Schlankheitsverhältnissen in der Trägerebene von 40—60, bei nicht zu kleiner Steifigkeit der Stäbe winkelrecht zur Trägerebene und richtig ausgebildeten Knotenpunkten bleiben die Nebenspannungen in annehmbaren Grenzen. Die maßgebenden Nebenspannungen erreichen dann im Durchschnitt 15 bis 20 vH der heute zulässigen Hauptspannungen. Der Einfluß der Knotensteifigkeit auf die Hauptspannungen und die Durchbiegungen gelenkig gerechneter Brücken darf dann vernächlässigt werden. (Als „Schlankheit" wird hier der Wert $\frac{l}{e}$ bezeichnet, wo e der Abstand der Randfaser von der Schwerachse ist. Bei symmetrischen Querschnitten (Untergurten) sind Schlankheiten von 40 bis 60 kaum erreichbar. Auch bei unsymmetrischen Gurten sind sie nur erreichbar, wenn der kleinere Abstand e für die maßgebende Nebenspannung in Frage kommt, was zwar oft, aber nicht immer der Fall ist.)

Vorstehende Ausführungen waren zum größten Teil geschrieben, als ich die Besprechung der Schweizer Versuche durch Prof. Dr. Hartmann in der Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Vereins (vom 20. IV. 23) erhielt. Herr Prof. Hartmann zieht fast die gleichen Schlüsse und gibt noch ein wertvolles Verfahren zur Abschätzung der zu erwartenden Nebenspannungen, auf das hier, wie auf die anderen Arbeiten von Hartmann, nachdrücklichst hingewiesen sei.

Zum Schluß kann ich mir nicht versagen, den Schweizer Kollegen, insbesondere dem Sekretär der T. K. V. S. B. Herrn Direktor M. Roš den wärmsten Dank auszusprechen für die, um mit den Worten von Prof. Hartmann zu sprechen, geradezu monumentale Veröffentlichung, die sie uns beschert haben.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.*

## Baustoffkunde.

1172. Zementfußböden in Fabrikationsräumen. Von E. Ryschka. Die Bautechnik 1923, Heft 39, S. 375. Mängel der Zementfußböden und deren Behebung.

1173. Ein zuverlässiges Verfahren zur Prüfung von Anstrichfarben auf Rostschutz. Von Magistrats-Oberbaurat Dr. P. Hermann, Leiter d. techn. Untersuchungsamtes der Stadt Berlin. Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Heft 75/76, S. 450—453, 2 Abb. Prüfung durch Herstellung eines elektrischen Stromkreises.

1174. Neuere Zement- und Betonforschung des Auslandes. Von Dr. C. R. Platzmann (Berlin-Wilmersdorf). Tonindustrie-Zeitung 1923, Heft 75, S. 586—587. Einwirkung der Mahlfeinheit von Zement, keine feste Beziehung zwischen jeweiliger Mahlfeinheit des Zements und Festigkeit des betreffenden Betons. Kein Einfluß auf Dichtigkeit.

1175. Schieferbruch und Flockenbildung. Von Dipl.-Ing. F. Rapatz. Stahl und Eisen 1923, Nr. 37, S. 1199—1202, 3 Abb. Zusammenstellung des Schrifttums sowie dessen zusammenfassender Bericht.

1176. Die Mitwirkung der $CO_2$ beim Erhärten von Portlandzement. Von Dr. Goslich (für die Analysen Dr. Hart). Zement 1923, Heft 36/37, S. 262. Mitteilung aus dem Vereins-Laboratorium in Karlshorst. Aufnahme von $CO_2$ aus der Luft und im Wasser. Eindringen in die Probekörper.

1177. Zementklinkersteine als Drehofenfutter. Von Zivilingenieur E. Calenius, Magdeburg. Tonindustrie-Zeitung 1923, Nr. 74, 1 Abb. Zementklinkersteine aus Billigkeitsgründen anstatt hochwertiger basischer Schamottesteine.

1178. Betonrohre für Innendruck. Von Dr. Fritz Emperger, Wien. Beton und Eisen 1923, Heft 17/18, S. 223—229, 6 Abb. Beton-Eisenbetonrohre; letztere mit Blechausfütterung. Beton mit gespannten Bewehrungen.

1179. Stampfbeton oder Gußbeton. Eine Studie über die Dichtigkeitsfrage. Von Geh. Reg.-Rat Prof. R. Otzen, Hannover. Bauingenieur 1923, Nr. 16, S. 466—472, 6 Abb. Auf Grund einer neuen Auffassung über den Aufbau des Zementmörtels wird dem weichen Beton die größte Aussicht zugesprochen, wasserundurchlässig zu sein. Vorschlag von Versuchen.

1180. Die Organisation des Geologendienstes bei den Eisenbahnverwaltungen. Von Dr. H. Stremme, Professor an der Technischen Hochschule Danzig-Langfuhr. Verkehrstechnisehe Woche 1923, Heft 37/38, S. 278—279. Im Hinblick auf das schwedische Vorbild einer „Geotechnischen Kommission der Eisenbahnverwaltung" wird ein tieferes Eingehen auf diese Wissenschaft, besonders an den Technischen Hochschulen anempfohlen.

## Baumaschinen.

1181. Neuzeitliche Baumaschinen. Von Geheimrat Professor Buhle, Dresden. Die Bautechnik 1923, Heft 39, S. 408—414, 21 Abb. Baulokomotiven und Raupenschlepper. Leistungsangaben.

## Statik und Festigkeitslehre.

1182. Die Spannungen in Druckstollen. Von Dr. L. Mühlhofer, Innsbruck. Die Wasserwirtschaft 1923, Heft 17, S. 1—4. Entgegnung auf die in Heft 14 von Dr. E. v. Posch, Innsbruck, enthaltenen Ausführungen über Spannungszustände in Druckstollen.

1183. Versuche zur Bestimmung des Seitendruckes von feuchtem Zementbeton. Von Dr.-Ing. P. Noack, Halle a. S. Beton und Eisen 1923, Heft 17/18, S. 220—223, 4 Abb. Seitendruck auf Schalung und Absteifung während des Einbringens der erdfeuchten Betonmasse.

## Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

1184. Kanalbrücke aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. N. Kelen, Darmstadt. Beton und Eisen 1923, Heft 17/18, S. 217—219, 12 Abb. Kurze schematische Wiedergabe einer italienischen Konstruktion im Gefolge einer Wasserkraftanlage.

1185. Die Eisenbetonbogenbrücke mit angehängter Fahrbahn bei Groß-Wusterwitz. Von Dr.-Ing. Walter Nakonz, Vorstandsmitglied der AG. für Beton und Monierbau. Bautechnik 1923, Heft 35—37, S. 337 u. 351. Eisenbetonbogen. 52 m lichte Weite. Ohne Gelenke. Beschreibung der Konstruktion und des Bauvorganges. Angabe der Berechnungsweise des statisch unbestimmten Systems. Zahlreiche Abbildungen.

e) Eiserne Brücken.

1186. Die Verstärkung der Trisannabrücke. Von Ministerialrat F. Roth. Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst 1923, Nr. 9, S. 140—142, 5 Abb. Verstärkung der 120 m weit gespannten, 86 m über Talsohle liegenden Eisenbahnbrücke durch Anordnung eines dritten als Zugband wirkenden Entlastungsgurtes, die von Hängegerüsten aus erfolgte. Maßnahmen zur Verteilung des Eigengewichtes auf alle Gurte.

## Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

1187. Industriebauten in Eisenbeton aus dem Ruhrgebiet. Ausführungen der A.-G. Wayss und Freytag. Mitteilungen über Zement usw. Deutsche Bauzeitung 1923, Nr. 13, S. 97—100, 8 Abb. Beschreibung eines Bunkers für 104 500 t Erz sowie eines Kesselhauses.

## Gründungsarbeiten usw.

1188. Kaimauerbauten am Marienkohlenhofe zu Kiel-Wik. Von Wasserbaudirektor Rogge und Oberbaurat Dr.-Ing. Lohmeyer. Die Bautechnik 1923, Heft 33, S. 365—387, 32 Abb. Entwürfe und Bauausführung mehrerer Kaimauern, Betonieren unter Wasser mit Trichtern, Kaimauereinsturz, Betonuntersuchungen, Nebenanlagen und Kostenangaben.

## Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1189. Wasserwirtschaft und neuere Wasserkraftanlagen. Von Baurat Prof. Toepel, Leipzig. Wasserkraft 1923, Heft 16, S. 226—228. Wirtschaftliche Notwendigkeit der Wasserkrafterschließung. Beschreibung des Umbaues einer alten Kleinkraftanlage an der Zschopau. Festes Wehr mit beweglichem, selbsttätigen Klappenaufsatz. Zweiteilige Kiesspülschleuse.

1190. Rückstau bei Wasserkraftanlagen (nach „El. World", Bd. 79, Heft 23, 1922, „Bekämpfung des Rückstaues"). Wasserkraft 1923, Heft 16, S. 228. Einführung der Turbinensaugrohre hinter die stehende Welle (Deckwalze) beim Wehrüberfall. Modellversuche. Ausführungsbeispiel.

1191. Geschiebetrieb in Wellen. Von Prof. Philipp Forchheimer. Wasserkraft 1923, Heft 15. S. 210—212. Betrachtung der Geschiebebewegung in wandernden Sandwellen. Vergleich mit den bestehenden Theorien (Schassernack, Gilbert, Schocklitsch, Blasius).

1192. Trag- und Schraubenflügel. Von Dr.-Ing. H. G. Bader, Heidelberg. Werft — Reederei — Hafen, 4. Jahrg., Heft 17, S. 457—461, 7 Abb. Treibschraubenberechnung auf Grund der Tragflügeltheorie; Klärung des Strömungsvorganges, Leistungsbilanz der Treibschrauben, Einfluß des induzierten Widerstandes.

1193. Über die Ursachen von Bodensetzungen bei Grundwasserabsenkungen und von Uferabbrüchen bei der Absenkung von Seespiegeln. Von Prof. E. Meyer-Peter, Zürich. Schweiz. Bauzeitung 1923, Heft 12, S. 147—148. Einführung des Begriffs der einseitigen oder Zusatzpressung.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1194. Südostpreußens Hafen und Kanal. Von Hauptmann a. D. Hans Schönfeld, Oldenburg. Werft — Reederei — Hafen, 4. Jahrg., Heft 17, S. 462—463. Vorschlag zur Erweiterung der Elbinger Zufahrtsstraße, des Elbinger Hafens sowie des Oberländischen Kanals einschließlich dessen Verlängerung bis Allenstein.

1195. Wasserstraßen, Wasserkräfte und Industrieanlagen. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Marquardt, München. Die Bautechnik 1923, Heft 39, S. 388 bis 397, 19 Abb. Betrachtungen allgemeiner Art unter Hinzuziehung wesentlicher Beispiele.

1196. Über Wahl und Ausbildung von Doppelkranen für Häfen. Von Ing. E. Krahnen, Duisburg. Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1923, Heft 36/37, S. 241—243, 5 Abb. Wichtigste Gesichtspunkte bei Wahl und Ausbildung von Doppelkranen für Häfen.

1197. Budapest als Donauhafen. Von kgl. Oberingenieur W. Varga. Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1923, Heft 36/37, S. 238—240, 2 Abb. Tabellarische Übersicht der Verkehrssteigerung im Budapester Hafen; Angaben über dessen Umfang; Stand der augenblicklichen Erweiterungsbauten; Projekte; Beteiligung einer französischen Finanzgruppe.

1198. Bau und Betrieb von Binnenhäfen. Von Regierungsbaumeister a. D. Bock, Oberbaurat der Stadt Köln. Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1923, Heft 36/37, S. 234—237 (1. Teil), Abfuhr-, Zufuhrhäfen, Industriehäfen, Allgemeine Betrachtungen über zweckmäßige Lage, Abmessung, bauliche Einrichtungen, Bahnanlagen.

1199. Die Schiffahrtsstraßen und Hafenanlagen Berlins. Von Stadtbaurat Dr.-Ing. L. Adler, Berlin. Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, Heft 36/37, S. 229—232, 3 Abb. Zahlenangabe des Güterumschlages im Vergleich zum Eisenbahnverkehr. Kurze Übersicht der einzelnen Häfen.

1200. Modellversuche über die Wirksamkeit von Wassertreppen (Stufenüberfällen). Ausgeführt im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Dresden. Von Dr.-Ing. L. Koch. Bauingenieur 1923, Nr. 16, S. 472—474, 2 Abb. Ableitung einer neuen Formel für die Leistungsfähigkeit von Wassertreppen.

1201. Der Widerstand von Einbauten in Flüssen und anderen offenen Gerinnen auf das strömende Wasser. Von Dr.-Ing. H. Krey. Die Bautechnik 1923, Heft 40/41, S. 415/416. Entwicklung einer für Überschlagsrechnungen genügenden Formel.

1202. Wasserstraßen, Wasserkräfte und Industrieanlagen. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Marquardt, beratender Ingenieur, München. Die Bautechnik 1923, Heft 39, S. 388—397, 19 Abb.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1203. Belastungsverhältnisse in einem Überlandnetz. Von Dr. techn. Joseph Ornig, Graz. Wasserkraft 1923, Heft 16, S. 219—226. Abhängigkeit der in ein Netz arbeitenden Kraftwerke, Lastausgleich, Speicher, Ausbaugrößen, Beispiel „Steierisches Großkraftwerksunternehmen" (Abbildungen).

1204. Indirekt wirkender Regulator mit spontaner Rückführung. Von Ing. Paul Sagberg, Stabekk, Norwegen. Wasserkraft 1923, Heft 15, S. 205—210. Angabe eines Turbinenregulators mit spontaner Rückführung, Beispiele, Abbildungen, Diagramme.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1205. Die Vortriebsgeschwindigkeit im Stollen- und Tunnelbau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Dr. rer. Randzio, Berlin-Friedenau. Die Bautechnik 1923, Heft 39, S. 398—407. Beziehungen zwischen Bohrlochlänge, Bohrlochlängenwirkungsgrad. Bohrzeit, Zeit für Laden, Schießen, Lüften und Schütterzeit, Einfluß des Kolbenquerschnitts auf die Vortriebsgeschwindigkeit. Vortrieb mit Hilfe von Hau-, Brech-, Grabe- und Wegfüllarbeit. Pfahl- und Schildvortrieb.

### Straßenbau.

— — — —

### Eisenbahnbau und -betrieb.

1206. Die neue 1C+C1-Lokomotive der Riksgränsbahn. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1923, Nr. 34, S. 840. Beschreibung der neuen elektrischen Güterzugslokomotive. Angabe der wichtigsten Abmessungen, 5 Abbildungen.

1207. Freizügige Benutzung der Güterwagen im Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen. Von Dr. Karl Herr, München. Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1923, Nr. 37, S. 601—604, 1 Abb. Vorschläge für eine freiere Benutzung der Wagenparks wenigstens innerhalb des Gebietes des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

### Holzbau.

1208. Zelluloseturm für die Papierfabrik Paul Steinbock A.-G. in Frankfurt a. O. Von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin. Bautechnik 1923, Heft 37, S. 349 bis 351. Beschreibung einer neuzeitlichen Holzkonstruktion. Der Turm besteht aus hölzernen Fachwerkträgern, die im Fundament eingespannt sind. 7 Abbildungen.

1209. Holzrohrbau in Deutschland. Von Dipl.-Ing. Waninger, Oberingenieur, Freiburg i. Br. Der Holzbau 1923, Heft 12, S. 45—46, 5 Abb. Beschreibung einiger Holzrohranlagen.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

1210. Die Entstehung von Schlamm und seine Förderung durch den Mammutbagger. Von Obering. Th. Steen, Berlin-Tegel. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1923, Nr. 33, S. 804. Ausscheidung von Schlamm in Kläranlagen nach dem Sinkverfahren. Förderung der Schlammassen entweder unter Wasser oder nach Ablassen des Wassers durch den Mammutbagger. Beschreibung ausgeführter Beispiele.

1211. Entwässerungsbetrieb deutscher Großstädte. Von Stadtbaurat Fleck, Vorsteher des städtischen Tiefbauamtes, und Stadtbaudirektor Dr.-Ing. Heilmann, Dresden. Gesundheitsingenieur 1923, Heft 37, S. 361—366. Zusammenstellung über Maßnahmen zwecks Einschränkung des Betriebes mit Rücksicht auf die Wirtschaftslage ohne Vernachlässigung eines einwandfreien technischen Zustandes sowie des hygienisch erforderlichen Entwässerungsbetriebes.

1212. Zur Wohnungsfürsorge in Leipzig. Von H. Deutsche Bauzeitung 1923, Nr. 74/75, als Schluß aus Nr. 68/69, S. 329/330, 9 Abb. Siedelung Leipzig-Mockau.

1213. Schlammanfall organischer Abwässer unter besonderer Berücksichtigung des „O. M. S."-Klärverfahrens. Von Ing. O. Mohr, Direktor der Deutschen Abwässer-Reinigungsgesellschaft m. b. H. Wiesbaden. Gesundheitsingenieur 1923, Heft 37, S. 361. Geringer Schlammanfall durch Zu- und Abführung von frischem Kanalwasser in den Faulraum; durch gesteigerte Zuführung Vergasung oder Verflüssigung des Schlammes ohne künstliche Mittel.

1214. Die Fischwasser-Kläranlagen nach dem Verfahren von Dykerhoff und Widmann. Von D. und W. Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Nr. 73/74, S. 438—440, 4 Abb. Neben der mechanischen Reinigung wird die biologische angewandt, die in der Transformation lebloser organischer Substanz in lebende Organismen, d. h. in der Überführung organischer Anteile des Abwassers in Fischfleisch besteht, die zugleich wirtschaftlich günstige Resultate hinsichtlich der Fischzucht gezeitigt hat.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

1215. Ein moderner Straßenbahnwagen. Von Oberingenieur J. Westhues, Düsseldorf. Verkehrstechnik 1923, Nr. 36, S. 309—313, 10 Abb. Beschreibung eines unter Berücksichtigung der Erfahrungen der letzten Jahrzehnte entstandenen Typs.

### Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

1216. Das dreiseitig eingebaute Haus. Von der Beratungsstelle für das Baugewerbe in Stuttgart. Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Nr. 73/74, S. 433—434, 3 Abb. Mit Rücksicht auf die sich steigernde Wohnungsnot wird an obiges Siedlungssystem der 50-er Jahre erinnert.

1217. Die Kleinstwohnung. Von Regierungsbaumeister U. Luz, Stuttgart. Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Nr. 73/74, S. 436—438, 3 Abb. Die Normalwohnung mit 70 bis 80 m² Nutzfläche als Kernwohnung zwecks späterer Erweiterung.

### Bauunfälle.

— — — —

### Amtliche Mitteilungen. Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

**1218.** Zuständigkeit der Baupolizei bezüg-ich wirtschaftlicher Dimensionierung der Bauwerke. Von Dipl.-Ing. Schrader, Görlitz. Deutsche Bauzeitung 1923, Heft 74/75, S. 333. Vorschläge zur Wahrung uch volkswirtschaftlicher Interessen bei Prüfung und Genehnigung von Entwurfsarbeiten; Einrichtung einer Entwurfseratungsstelle bei der Baupolizei.

**1219.** Veranschlagen zu Friedenspreisen mit Schlüsselzahlen. Von G. Böhmke, Liegnitz. Zentrallatt der Bauverwaltung 1923, Nr. 73/74, S. 442. Verwendung er Friedenspreise in Form einer Baustatistik nur als Anhalt ei Veranschlagungen; Vorschlag zur Anwendung von wertbeständigen Hypotheken, die, in ein bestimmtes Verhältnis zum Gebäudewert gebracht, wertbeständig sein würden.

**1220.** Wertzuwachssteuer und Geldentwertung. Von Justizrat Dr. Fuld, Mainz. Zement 1923, Heft 6/37, S. 266—267. Kritik der jetzt praktisch bedeutungslosen Wertzuwachssteuer.

**1221.** Die Dezentralisierung der Tarifangeegenheiten in Rußland. Von Dr. Mertens. Zeitung les Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1923, Heft 32, S. 520—521. Wiederherstellung der vorkriegszeitlichen Verhältnisse mit Ausnahme weniger Änderungen. Der Wettbewerb der einzelnen Bahnen führte zu Tarifermäßigungen.

**1222.** Der wertbeständige Gütertarif. Von Regierungsrat Dr. P. Mathes, München. Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1923, Heft 38, S. 617—621. Entwicklung sowie Wesen des wertbeständigen Gütertarifes.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

**1223.** Zur Ingenieurerziehung. Von Obering. G. M. Strobl, Dortmund. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1923, Nr. 32, S. 785. Wichtigkeit der Praktikantenausbildung. Appell an die Industrie. Vorschlag zur Zentralisierung des Praktikantenwesens. Linderung der Notlage der Studenten.

**1224.** Über die ästhetische Gestaltung eiserner Brücken. Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Friedr. Herbst, Berlin. Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Heft 75/76, S. 445—449. Allgemeine Richtlinien mit Rücksicht auf die augenblickliche Wirtschaftslage. Verzicht auf die Unterstützung des Hochbaues.

---

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Eine 60 t Prüfmaschine für Deckenplatten, Balken und Säulen.

Nach „Engineering" 1922, Seite 484—487.

Das englische „National Physical Laboratory" hat eine 60 t-Prüfmaschine aufgestellt, auf welcher Deckenplatten bis zu 1,8 m Breite, 5 cm Dicke bei 1,2, 2,7 und 4,2 m Länge und Stützen von 2,4 bis 6 m Länge geprüft werden können.

Die Deckenplatten werden in wagerechter Lage an den kurzen Seiten durch Querträger, welche über die ganze Breite reichen, abgestützt. Die Belastung erfolgt durch über die ganze Deckenbreite reichende Belastungsbalken, deren Druckfläche aus Eichenholz besteht und nach einem Halbmesser von 225 mm abgerundet ist. Diese Belastungsbalken ruhen zylindrisch gelagert in einem Querhaupt, welches auf dem Kolben eines Zylinders kuglig gelagert und seitlich mittels Rollen in den Maschinenrahmen geführt ist. Die Deckenplatten können entweder durch eine in der Mitte wirkende Linienbelastung oder durch zwei symmetrisch angebrachte Linienlasten beansprucht werden, je nachdem ein oder zwei Belastungsbalken verwendet werden. Infolge der Abrundung der Hölzer wird jedoch immer eine mehr oder weniger schmale Flächenbelastung entstehen. Die Belastung wird mittels einer Laufgewichtswage gemessen, die Durchbiegung der Deckenplatten in etwas umständlicher Form mittels einer besonders konstruierten Wasserwage.

Stützen werden stehend geprüft. Die Lagerung erfolgt in kreuzgelenkartig ausgebildeten Schneiden, um freie Drehbarkeit der Stabenden im Raum zu erreichen. Bei den Versuchen mit Stützen verzichtet man anscheinend auf unmittelbare Messung der Ausbiegungen. Die Längenänderungen werden durch 4 in einem besonderen, mit den Lagerkörpern verbundenen Rahmen befestigten Distanzstäbe gemessen, die oben auf Stahlkugeln lagern und deren untere Enden die Spindeln von Mikrometerschrauben berühren. Die Längenänderung wird als Mittel aus den 4 Beobachtungen errechnet, und aus dem Unterschied der 4 Beobachtungen ergibt sich die Richtung der Ausbiegung.

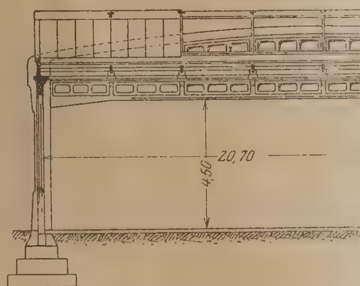
Der Aufbau der Maschine und teilweise auch die Beobachtungseinrichtungen scheinen nicht sehr glücklich gewählt zu sein. Bei den Deckenplatten fällt es auf, daß nur verhältnismäßig lange Felder in Linien oder ganz schmalen Flächenstreifen senkrecht zur Längsachse belastet werden können. Auf kreuzweis armierte und plattenartig wirkende Deckenkonstruktionen ist offenbar keine Rücksicht genommen, ebenso auch nicht auf verschiedenartige und der Wirklichkeit besser angepaßte Belastungsmöglichkeiten. Die Messung der Durchbiegung mit der Wasserwage erscheint reichlich umständlich und kann leicht fehlerhaft werden, auch ist die Durchbiegung der ziemlich langen Widerlager in der Messung mit enthalten. Die Messung der Längenänderung der Stützen ist ebenfalls reichlich umständlich, zeitraubend und enthält auch Quellen der Ungenauigkeit. Die Kreuzgelenkschneidenlager für die Stützen haben teilweise gekröpfte Form und besonders schwache Stellen da, wo die größten Biegungsmomente der geteilten Schneidenlager auftreten. Das führt unmittelbar zum Kanten der Schneiden in ihren Lagern und sehr hohen örtlichen Schneidenbeanspruchungen. Ob dann die Schneiden ein genügendes Maß von Beweglichkeit noch besitzen, ist mehr als fraglich.

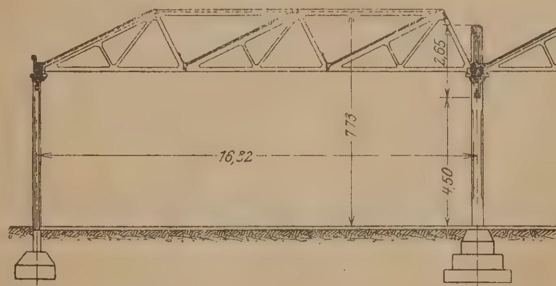
Dipl.-Ing. Fiek, Berlin-Dahlem.

### Moderne Industriebauten aus Eisenbeton.

Die Notwendigkeit einer möglichst sparsamen Arbeitsweise, wie sie durch die gegenwärtigen Verhältnisse bedingt ist, hatte ganz natürlich das Bestreben zur Folge, nicht nur das tote Gewicht der Bauten, das früher oft die Belastung überstieg, zu vermindern, sondern auch die zur Einbetonierung erforderlichen Gerüstbauten und Verschalungen auf ein Mindestmaß einzuschränken. Ebenso ist es auch wünschenswert, die Arbeitsgeräte und Holzteile möglichst oft zu verwenden, um das in ihnen angelegte Kapital gut zu verzinsen.

Allen diesen genannten Anforderungen, die heute an den Eisenbetonbau gestellt werden (außerdem sichere rationelle Berechnung, rasche Ausführung und Unabhängigkeit von der stets wechselnden Beschaffenheit des Betons), entsprechen in allen Stücken sehr gut diejenigen Konstruktionen, bei denen die einzelnen Elemente schon vor der Montage betoniert und dann erst an Ort und Stelle aufgerichtet werden.




Als Vorteil dieser Bauweise sind zu nennen:

1. Geringster Holzverbrauch und unumschränkte Wiederverwendung der Verschalungen bei den Betonformen.

2. Viel leichteres Zusammenfügen der Eisenteile auf dem Erdboden und sicheres Zusammenhalten derselben während der Einbetonierung; daher entspricht die Stellung der Eisen genau der von der Rechnung geforderten, weil die Arbeiter leichter arbeiten und beaufsichtigt werden können.

3. Bessere Konsistenz des Betons, da man sehr trockene Mischungen verwenden kann, was bekanntlich für die Haltbarkeit des Betons und der Eisen von großem Vorteil ist.

4. Der Beton kann in absoluter Ruhe erhärten, frei von Erschütterungen, wie sie durch äußere Einflüsse (Montagearbeiten, Verkehr u. dgl.) verursacht werden.

5. Sehr rasche Arbeit, da man verschiedene Elemente zu gleicher Zeit auf dem Erdboden vollenden und zugleich die Gründungsarbeiten durchführen kann.

6. Durch eine vorherige Untersuchung ist die Möglichkeit gegeben, fehlerhafte Stücke auszuscheiden, noch bevor sie im Bau verwendet sind.

7. Große Ersparnis an Arbeitslöhnen, wie aus dem Gesagten unmittelbar hervorgeht.

Alle diese Erwägungen erklären die vorzüglichen Resultate, die mit dieser Bauweise erzielt worden sind. Außerdem geben die Formen der auf der Erde einbetonierten Teile dem ganzen Bau ein leichtes und überraschend elegantes Aussehen.

Die praktische Verwendbarkeit des Verfahrens ist durch einige neue Industriebauten, die in Italien ausgeführt wurden, nach den Berichten der Zeitschrift „Il Cemento" 1922 Heft 7 und 8 erwiesen. Erwähnt sind dort eine Halle für die A.-G. „La Fibra Vulcanizzatar",

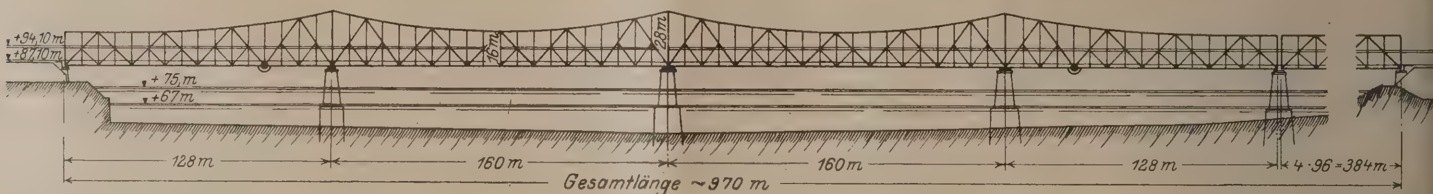
Ein in der Mitte längs laufender Balken von parabolischem Profil trägt ein Sheddach (vgl. Abb. 1). Ähnliche Bauten wurden für eine Textilmaschinenfabrik in Biella und für eine Garage mit Sheddach ausgeführt. Die Konstruktionen sind trotz der Tragfähigkeit außerordentlich leicht und bieten durch das Fehlen jeglicher Zwischenstützen volle Bewegungsfreiheit. Die Belastungsprobe, ausgeführt mit 150 vH der rechnungsmäßigen Beanspruchungen, hat elastische Dehnungen von ca. $^1/_{10000}$ der Spannweite und so gut wie keine bleibenden Veränderungen gezeigt. Kr.

## Die größte Wasserversorgungsanlage der Welt in Detroit.

Die Stadt Detroit hat seit Jahrzehnten aus dem Detroitfluß ihr Trinkwasser bezogen, das sich besonders in den letzten Jahren als nicht mehr hygienisch einwandfrei erwiesen hat. Um eine Versorgung mit gutem Trinkwasser zu gewährleisten, wurde im Jahre 1916/17 ein großzügiger Plan ausgearbeitet, nach welchem die gesamte Wasserversorgung der Stadt aus dem Grundwasser mit Filterbrunnen erfolgen sollte. Die heute im wesentlichen fertiggestellte Anlage umfaßt eine Fläche von 245 × 285 m und enthält folgende Hauptteile: Die Filterbrunnen- und Pumpanlage, die Reinigungs- und Kläreinrichtungen und die Reinwasserbehälter. Die tägliche Leistungsfähigkeit beläuft sich auf 1,2 bis 1,5 Millionen m³ Frischwasser. Sämtliche Gebäude und Anlagen sind in Eisenbeton ausgeführt; besonders erwähnenswert ist die Ausbildung der Reinwasserbehälter von 245 × 110 m Fläche bei einer Wassertiefe von 5,10 m. Die Decken sind in Art der Pilzdecken mit Dreiwege-Armierung hergestellt; die Stützung erfolgt durch 6,10 m hohe spiralarmierte Eisenbetonsäulen. Da die Untergrundverhältnisse sehr ungünstig waren, mußte die ganze Anlage auf Pfähle gegründet werden; es kamen je 15 000 Eisenbeton- und Holzpfähle zur Verwendung; ein Pfahl wurde mit etwa 15—20 t belastet. — Im ganzen wurden 8400 cbm Ausschachtung vorgenommen; 3800 cbm Beton, 2300 t Eiseneinlagen und 770 t Rohre und andere Spezialeisenteile wurden eingebaut. Die Baukosten der Anlage haben, umgerechnet auf 1000 m³ täglich gereinigtes Wasser, 11,6 Dollar ergeben, ein sehr hoher Betrag, der hauptsächlich durch die äußerst kostspieligen Pfahlgründungen bedingt ist. (Aus Eng. News Record 1923, Heft 20 v. 17. Mai 1923.) Dr.-Ing. Finter.

## Die größte Brücke des Kontinents.

Das jugoslavische Bautenministerium plant die Errichtung einer neuen Donaubrücke auf der Linie Belgrad—Pancevo, die nach Länge und Konstruktionsgewicht alle Brücken des europäischen Kontinents ganz wesentlich übertrifft, und die mithin das bedeutendste Ingenieurbauwerk des Festlands werden dürfte. Die Abb. zeigt die Stromöffnungen und deren Hauptabmessungen nach dem Entwurf des Bautenministeriums. An diese Stromöffnungen schließen sich noch Flutbrücken von mehr als 1500 m Gesamtlänge an. Der Entwurf sieht




dafür Blechträger von 20 m Stützweite mit eisernen Pfeilern auf Schraubpfählen vor. Bei 10 m Hauptträgerabstand sollen die Stromöffnungen in ihrem unteren Teil eine zweigleisige Eisenbahn und im oberen Teil eine 8,4 m breite Fahrstraße mit beiderseitigen 1,5 m breiten Fußwegen überführen.

Der Bau der Brücke fällt unter die von Deutschland auszuführender Reparationsleistungen und soll auf der Grundlage des Cuntze-Bemelmanns-Abkommens durch deutsche Brückenbauunternehmungen ausgeführt werden.

Zur Bewältigung solcher Riesenaufgaben der Ingenieurbaukunst ist unerläßliche Voraussetzung, daß an die entwerfenden Ingenieure des ausführenden Unternehmens die höchsten Anforderungen gestellt werden können, Anforderungen, die nur durch gute wissenschaftliche und praktische Vorbildung erfüllbar sind. Gleichermaßen hohen Anforderungen muß auch der in langjähriger Zusammenarbeit bei ähnlich großen Aufgaben geschulte Angestellten- und Arbeiterstamm des Unternehmens gerecht werden können. Wenngleich die deutsche Eisenbauindustrie eine Reihe bedeutender Werke umfaßt, die gestützt auf langjährige und vielseitige Erfahrungen im Großbrückenbau, unter Einsatz vorzüglich ausgerüsteter Werkstätten und Bauparks jede für sich allein zu solchen Höchstleistungen durchaus befähigt sin[d], wie zahlreiche Brückenbauten dieser Firmen in allen Weltteilen b[e]weisen, so haben sich neben Einzelbewerbern angesichts der Grö[ße] der Aufgabe für die Angebotsabgabe 6 führende deutsche Brücke[n]bauanstalten vereinigt, um dem jugoslavischen Bautenministeriu[m] auch die tatsächliche Gewähr für die Lieferung und Aufstellung d[er] Brücke innerhalb der verlangten und sehr kurz bemessenen Ausfü[h]rungszeit geben zu können.

Die mit der Prüfung der Angebote betraute jugoslavische fac[h]männische Kommission hat sich auch für das Angebot dieser Firme[n]gruppe ausgesprochen. Seltsamerweise ist nun aber — neuere[n] Nachrichten zufolge — der Auftrag einer ganz kleinen Firma ertei[lt] worden, die auf dem Wege der Verwertung von Überresten ein[er] Heereseinrichtung erst nach dem Kriege entstanden ist, und die i[n] ihrem gemischten Holz- und Eisenverarbeitungsbetriebe ständig etw[a] 60 Arbeiter beschäftigt. Diese Firma hat eiserne Brücken auc[h] von bescheidensten Abmessungen überhaupt noch nicht au[s]geführt. Vermutlich in vollständiger Verkennung der ungeheure[n] Schwierigkeiten der Aufgabe unterbot sie den Preis der vo[r]genannten Firmengruppe erheblich, und das jugoslavische Baute[n]ministerium glaubte, offenbar in dem verständlichen Bestrebe[n], die Brücke möglichst billig zu erhalten, die Entscheidung in diese[r] Form treffen zu sollen, obgleich das Gutachten eines jugoslav[i]schen Delegierten dieser kleinen Firma die Befähigung zum Ba[u] großer Brücken absprach und vor der Vergebung von Arbeite[n] an diese Firma gewarnt hat.

Sowohl vom fachmännisch-technischen als auch vom wirtschaf[t]lichen und politischen Standpunkt aus ist dieser Vorgang im Interess[e] beider beteiligten Staaten sehr zu bedauern und es ist verständlic[h], wenn die gesamte deutsche Eisenbauindustrie hiermit i[n] aller Öffentlichkeit dagegen Verwahrung einlegt, u[m] für den bei diesem Bau sicherlich zu erwartenden Miß[]erfolg später nicht verantwortlich gemacht werden z[u] können.

Das Gesamtgewicht der Brücke beträgt etwa 30 000 t, al[s]o rd. das Vierfache einer zweigleisigen Rheinbrücke oder das Sechsfach[e] der bislang größten Donaubrücke auf dem Balkan, der 1660 m lange[n] Eisenbahnbrücke bei Cernavoda. Die Gurtstäbe der Strombrück[en] weisen bei Querschnittsflächen bis zu 4000 cm² Einzelgewichte vo[n] 40 t auf, die großen Stützen über den Pfeilern wiegen bei etwa 30 [m] Länge rd 100 t und derart schwere Teile müssen in Höhen bis zu 52 [m] über dem Wasserspiegel eingebaut werden. Damit sind nur einig[e] äußerliche Schwierigkeiten des Herstellungs- und Bauvorganges g[e]kennzeichnet. Daneben birgt das für die beiden großen über 3 Stütze[n] durchlaufenden Strombrücken gewählte System bei nicht ganz sac[h]gemäßer Durcharbeitung und Montage erhebliche Gefahrenmoment[e], denen nur bei klarer Erkenntnis und durch sorgfältigste ingenieu[r]- und werktechnische Bearbeitung vorgebeugt werden kann.

Für den Fachmann ist es ohne weiteres einleuchtend, daß sic[h] die Herstellungs- und Baueinrichtungen für solche Verhältnisse nich[t] improvisieren lassen, und daß die ausführende kleine Firma keine de[r] anfangs angeführten unerläßlichen Voraussetzungen auch nur an[]nähernd zu erfüllen vermag. Es ist sehr zu befürchten, daß diese Firm[a] den außergewöhnlichen Schwierigkeiten dieses Baues erliegt, und ve[r]mutlich wird Jugoslavien die Brücke in absehbarer Zeit überhaup[t] nicht bekommen. Wohl aber wird die Angelegenheit mit einem une[r]quicklichen Rechtsstreit enden, und die Nichterfüllung des Vertrage[s] wird dann wahrscheinlich Deutschland als Mangel an Erfüllungs[]willen unterstellt. Beide Länder hätten aber die Pflicht gehabt, diese[r] Entwicklung vorzubeugen. Das jugoslavische Bautenministerium hätte bei seiner Entscheidung fachmännisch-technische Erwägunge[n] voranstellen müssen, und sich nicht für ein unwahrscheinlich niedrige[s] Angebot entscheiden sollen, dessen Träger ein ebenso junges wie kleine[s] Unternehmen ist, welches nicht die Spur einer, solche technische[n] Meisterleistungen gewährleistenden Organisation aufzuweisen hat. Die beteiligte deutsche Behörde aber sollte allen ihr zustehenden Ein[]fluß dahin geltend machen, daß die Vergebung nicht an eine durchau[s] unqualifizierte Firma erfolgt.

---

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Internationaler gewerblicher Rechtsschutz.

Mitgeteilt von Patentanwalt Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Deutschland: Die amtlichen Gebühren sind ab 15. September 1923 auf das 50-fache der vom 15. 7. 23 ab gültigen Beträge erhöht worden. Die Patentanwaltsgebühren werden nur noch in Goldmar[k] zu ermäßigten Friedens-Grundgebühren berechnet. Die Patent[]schriftenpreise sind wiederum beträchtlich erhöht worden.

Griechenland: Die Nachfrist zur Bezahlung versäumte[r] Jahrestaxen läuft am 7. November 1923 ab.

Norwegen: Die Patentdauer ist für alle nach 1908 angemeldeten Patente auf 17 Jahre verlängert worden. Fristgesuche unterliegen jetzt amtlichen Gebühren. Patentschriften von mehr als 3 Druckseiten kosten Extragebühren je Seite.

Portugal: Durch das deutsch-portugiesische Handelsabkommen erlangen portugiesische Patente und Warenzeichen erhöhte Bedeutung. Für die portugiesischen Kolonien mit Ausnahme Azoren und Madeira ist auch bei internationaler Markeneintragung besonderer Schutz nachzusuchen. Der Kolonial-Patentschutz kann innerhalb zweier Jahre nach Veröffentlichung der portugiesischen Patenterteilung beantragt werden.

Sowjet-Rußland: Der Warenzeichenschutz ist auf das ganze Gebiet ausgedehnt worden. Für frühere provisorische Eintragungen gelten Übergangsbestimmungen. Am 4. Februar 1924 läuft das Prioritätsrecht für Neuanmeldungen ab.

Spanien: Die letzte Nachfrist für die Ausübung seit 1. August 1914 nicht ausgeübter Patente läuft am 30. 9. 23 ab. Spanische Ausübungsnachweise müßten daher umgehend in Auftrag gegeben werden.

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. August 1923.

Kl. 20 g, Gr. 1. B 108 794. Reinhard L. Brandy, Ocholt in Oldenburg. Drehscheibe für weichen Boden. 13. III. 23.

Kl. 20 i, Gr. 8. Sch 65 515. Schwäbische Hüttenwerke G. m. b. H., Werk Wasseralfingen, Wasseralfingen. Zungenstoß mit Gelenkstück. 20. VII. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. August 1923.

Kl. 19 d, Gr. 6. K 82 482. Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel-Gaarden, Werftstr. 115. Gewichtsausgleich schwimmender Klappbrücken. 27. VI. 22.

Kl. 20 g, Gr. 3. R 58 644. Julius Rosenthal, Cannstatt. Versenkte Schiebebühne. 6. VI. 23.

Kl. 20 h, Gr. 7. K 76 724. Fritz Kalthoff, Neuwied a. Rh. Rangieranlage für Eisenbahnwagen. 9. III. 21.

Kl. 20 i, Gr. 4. V 17 914. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Doppelte Kreuzungsweiche. 4. XI. 22.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 84 655. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Bagger mit zwischen zwei aufeinanderfolgenden Baggereimern angeordneten Schneidewerkzeugen. 20. I. 23.

Kl. 85 c, Gr. 6. B 106 846. Berlin-Anhaltische Maschinenbau-Act.-Ges., Berlin. Vorrichtung zur Entfernung von Schwimmstoffen aus diese mit sich führendem Wasser mittels senkrecht eingetauchten, endlosen Siebbandes. 12. X. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. August 1923.

— — — —

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. August 1923.

Kl. 20 i, Gr. 4. L 57 357. Dennis E. Lahey, Cincinnati, Ohio, V. St. A.; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnweiche. 15. II. 23. V. St. Amerika 18. II. 22.

Kl. 20 i, Gr. 30. Sch 67 407. Leopold Schlössinger, Karlsruhe i. B. Isolierende Schienenstoßverbindung. 19. III. 23.

Kl. 37 b, Gr. 5. W 62 809. Dipl.-Ing. Karl Wegmann, Dortmund, Baroper Str. 16. Einrichtung zur Befestigung von Gegenständen an Eisenbetonkonstruktionen; Zus. z. Pat. 376 499. 23. XII. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. August 1923.

Kl. 20 i, Gr. 24. St 36 827. Karl Stephan, Berlin-Lankwitz, Seydlitzstr. 19. Signalanlage mit Druckluftantrieb für Eisenbahnzüge. 3. V. 23.

Kl. 20 i, Gr. 33. S 62 876. Siciété Anonyme de Travaux Métalliques Bégles, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. W. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Pat.-Anwälte, Berlin SW 57. Vorrichtung zum Überwachen von Eisenbahnzügen. 17. V. 23. Frankreich 4. V. 23.

Kl. 37 b, Gr. 5. H 92 575. Fa. J. Himmelsbach, Freiburg i. Br. Verbindungslasche für Hölzer. 1. I. 23.

Kl. 65 a, Gr. 58. S 58 432. Signal Gesellschaft m. b. H., Kiel. Signaleinrichtung für durch Wechselstrom führende Kabel kenntlich gemachte Wasserstraßen; Zus. z. Patent 348 258. 21. XII. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. August 1923.

Kl. 20 i, Gr. 5. G 57 161. Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Federstellvorrichtung für Rillen- und Vignolschienenweichen. 29. VII. 22.

Kl. 20 i, Gr. 38. S 61 158. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Selbsttätige Schaltung für Lampensignale; Zus. z. Pat. 354 642. 24. X. 22.

Kl. 80 b, Gr. 3. B 108 402. Carl Brandt, Nienburg a. d. Weser. Herstellung farbiger hydraulischer Mörtel; Zus. z. Pat. 364 804. 13. II. 23.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. August 1923.

Kl. 20 i, Gr. 5. 382 396. Arminius Vertriebs-G.m. b. H. Coswig i. Sa., Coswig i. Sa. Weichensicherung; Zus. z. Pat. 361 611. 4. I. 23. A 39 124.

Kl. 20 i, Gr. 11. 382 368. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Drehstromschaltung für elektrische Weichen- und Signalstellwerke. 22. III. 23. O 13 600.

Kl. 20 i, Gr. 11. 382 468. Orenstein & Koppel A.-G., Berlin. Elektrischer Signalantrieb. 17. III. 23. O 13 586.

Kl. 20 i, Gr. 11. 382 469. Orenstein & Koppel Akt.-Gse., Berlin. Überwachung elektrischer Weichen- und Signalantriebe. 17. III. 23. O 13 587.

Kl. 37 b. Gr. 4. 382 313. Konrad Kisse, Berlin, Dorotheenstr. 54. Verfahren zur Herstellung der spiralförmigen Umschnürung für Eisenbetonbaukörper mit einspringenden Ecken. 16. IX. 21. K 79 120.

Kl. 37 b, Gr. 5. 382 314. Paul Meltzer, Darmstadt, Fuchsstr. 18. Ringdübelverbindung. 1. I. 22. M 76 242.

Kl. 37 b, Gr. 5. 382 418. Paul Tengler, Berlin-Pankow, Schulzestr. 17. Anschluß metallener Zugglieder oder Knotenbleche an hölzerne Bauteile. 20. V. 21. T 25 349.

Kl. 84 a, Gr. 1. 382 832. Lobnitz & Company Limited u. Hubert Oswald Bedgood, Renfrew, Schottland; Vertr.: H. Springmann u. E. Herse, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Unterwassersteinbrecher. 3. III. 21. L 52 501. England 17. XII. 20

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. August 1923.

Kl. 20 i, Gr. 4. 382 614. Max Wullstein, Frankfurt a. M., Offenbacher Landstr. 359. Herz- und Kreuzungsstück für Rillenschienengleise. 1. I. 22. W 60 200.

Kl. 81 e, Gr. 26. 382 639. Vaclav Babicky u. Vaclav Hejduk, Vrsovice, u. Gebr. Prasil & Co., Prag; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Entleeren der Aschengruben für Lokomotiven. 14. VIII. 21. B 101 102. Tschechoslowakei 19. VIII. 20.

Kl. 81 e, Gr. 26. 382 675. Georg Diancourt, Niederhonsfeld b. Essen. Vorrichtung zum Aufnehmen und Verladen von Massengut in Bergwerken, Steinbrüchen u. dgl. II. IV. 22. D 41 562.

Kl. 81 e, Gr. 26. 382 682. William Edgar Moody, Columbus, Ohio, V. St. A.; Vertr. H. Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Maschine zum Abräumen von Kohle. 1. II. 20. M 68 170.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. August 1923.

Kl. 37 b, Gr. 3. 382 930. Dornier-Metallbauten G. m. b. H., u. Dipl.-Ing. Claudius Dornier, Friedrichshafen a. B. Metallener Hohlträger; Zus. z. Pat. 372 639. 23. X. 17. Z 10 179.

Kl. 37 d, Gr. 32. 382 988. „Kraftbau" Akt.-Ges. für Hoch-, Tief- und Betonbauten, Berlin. Verfahren und Vorrichtung zum Schleudern von Mörtel beim Verputzen von Wänden usw. 17. VII. 18. M 63 614.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. Herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure. Heft 262. Beitrag zur Spannungsuntersuchung an Knotenblechen eiserner Fachwerke. Von Dr.-Ing. Theophil Wyss. Berlin 1923, Verlag des Vereines deutscher Ingenieure. Für den Buchhandel: Verlagsbuchhandlung Julius Springer, 1923.

Das obengenannte Werk — ein glänzender Beitrag zur Spannungsuntersuchung an Knotenblechen von eisernen Fachwerken — wird in einem der nächsten Hefte in einer Arbeit von Dipl.-Ing. Müllenhoff, Sterkrade, gewürdigt, so daß wir auf diese besondere Bearbeitung bezüglich des Inhalts und des Wertes der Wyss'schen Untersuchungen verweisen können. M. F.

Der Aufbau des Mörtels im Beton. Von Otto Graf. Mit 41 Textabb. Berlin, Verlag Julius Springer 1923. Grundzahl 3.

Graf gibt im vorliegenden Werke einen Beitrag zur Vorausbestimmung der Festigkeitseigenschaften des Betons auf der Baustelle, Untersuchungen über die zweckmäßige Zusammensetzung des Zementmörtels im Beton, namentlich über den Einfluß der Korngröße des Sandes auf Druckfestigkeit und Raumgewicht des Mörtels, und zwar auf Grund von Versuchsergebnissen und Erfahrungen in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.

Die Arbeit Grafs — seinen anderen bekannten Veröffentlichungen sich im inneren Wert, in der Übersichtlichkeit und Stoffbeherrschung voll anschließend — ist deshalb besonders zu begrüßen, weil sie mit Erfolg bemüht ist, die gewonnenen Erfahrungen und Werte kurz zusammenzufassen und einer weiteren Fachwelt vorzuführen, daneben durch die mitgeteilten Ergebnisse auch die wirtschaftliche Ausnutzung der Baustoffe zu fördern. Deshalb ist die vorliegende Veröffentlichung vor allem für weite Kreise der Praxis des Beton- und Verbundbaues besonders bedeutungsvoll. In einem Anhange sind zugehörende wichtige Ergebnisse, vorwiegend amerikanischer Forscher, kurz besprochen. M. F.

Statik für Baugewerkschulen. Von Karl Zillich, Reg.- u. Baurat. Teil I. Graphische Statik. Achte durchgesehene und verbesserte Auflage. Buchh. Grundzahl 1,5. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Das bestens bekannte kleine Werk, für seinen Zweck in jeder Hinsicht ausreichend und mit dem richtigen Verständnis bearbeitet, erscheint in achter, wenig veränderter Auflage. Die vielen Figuren sind ausgezeichnet wiedergegeben, der Text ist präzise und klar, die Ausstattung eine sehr gute. M. F.

Handbibliothek für Bauingenieure Herausgegeben von Robert Otzen. 1. Teil, 3. Bd. Maschinenkunde von H. Weihe, ord. Prof. an der Techn. Hochschule Berlin. Mit 445 Textabb. Verlag Julius Springer. Berlin 1923. Grundzahl gebd. 6,4.

Der Maschinenbau ist für den Bauingenieur ein Gebiet, in das — soweit das seine Arbeit erfordert — einzudringen ihm nicht leicht fällt, vorwiegend auch weil es kaum ein Werk gibt, das seinen Bedürfnissen sich anpaßt und diese so befriedigt, wie es eben der Bauingenieur braucht. Diesem sehr fühlbaren Mangel wird das vorliegende Werk von Weihe endgültig Abhilfe tun. Es ist das das Buch über Maschinenbau, welches der Bauingenieur seit langem sucht und entbehrt. Es wird deshalb in den Kreisen, an die es sich wendet, mit ganz besonderer Freude begrüßt werden und hier sich einen hervorragenden Platz in der technischen Literatur sichern.

Das Werk behandelt: Maschinentechnische Grundbegriffe, Mechanische Triebwerke, Elektrische Kraftübertragung, Kraftmaschinen und Arbeitsmaschinen. Bei den Kraftmaschinen werden Wasserkraftmaschinen, Dampfkraftanlagen (einschl. Kessel) und Verbrennungskraftmaschinen, bei den Arbeitsmaschinen Pumpen und Hebemaschinen besonders behandelt. Das Weihesche Werk vermittelt nicht nur absolute Kenntnisse, sondern in erster Linie bringt es die Grundlagen des Maschinenwesens dem Verständnis des Bauingenieurs im allgemeinen nahe. Zu diesem Zwecke werden auf wissenschaftlicher Grundlage die Arbeitsprozesse der einzelnen Maschinen behandelt, aus ihnen die Betriebseigenschaften entwickelt und das Anwendungsgebiet — unter Heraushebung der Wirtschaftlichkeit — erörtert. Wenn für ein Buch das Wort gilt, in der Beschränkung zeigt sich der Meister, so gilt es für das vorliegende Weihesche Werk. Mit Recht sind konstruktive Gesichtspunkte und Einzelheiten der Ausführung, soweit möglich — beiseite gelassen. Dem klaren präzisen Text bestens angepaßt sind die Zeichnungen, die nur das grundsätzlich Wertvolle enthalten.

Das Weihesche Werk wird eines der wichtigsten Lehrbücher für den studierenden Bauingenieur wie für den in der Praxis mit Fragen des Maschinenbetriebes beschäftigten Fachkollegen werden. M. F.

Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben, insbesondere durch Werkgräben großer Abmessungen. Von Dr. Philipp Forchheimer. Mit 20 Textabbildungen. Berlin 1923, Verlag von Julius Springer. Grundzahl 1,6.

Während wir über Geschwindigkeitsformeln für natürliche Wasserläufe und künstliche Gerinne kleiner Abmessungen in großer Zahl verfügen, fehlten uns bisher solche für künstliche Gerinne großer Abmessungen, die in der Jetztzeit bei unseren großen Wasserkraftanlagen eine bedeutende Rolle spielen. Die vorliegende Schrift ist das Ergebnis eines vor 3 Jahren in München erlassenen Aufrufs hervorragender Fachgenossen „zu Beiträgen für Modellversuche und sonstige hydraulische Untersuchungen an großen Kanälen", demzufolge bereits im Sommer 1920 mit den Arbeiten begonnen wurde. Dem bekannten und auf dem Gebiet der praktischen Hydraulik an erster Stelle stehenden Verfasser war die Sonderaufgabe übertragen, das Gefälle anzugeben, das für die Förderung einer gegebenen Wassermenge durch ein Gerinne von großen Abmessungen erforderlich ist. Bildet die Beantwortung dieser Frage auch den Hauptinhalt der Schrift, so hat Forchheimer seine Betrachtungen auch auf den Durc fluß durch Betonröhren und auf das Fließen im allgemeinen ausg dehnt und damit der deutschen Fachwelt eine Fülle wichtiger Messung ergebnisse übermittelt, die ihr bisher nicht bekannt gewesen sin Aber darüber hinaus hat er diese Ergebnisse kritisch erörtert und übersichtlicher Weise geordnet und zusammengestellt. Forchheim legt seinen Betrachtungen die Geschwindigkeitsformel $U = \gamma R^{\mu}$ zugrunde und untersucht nacheinander an Hand der vorgelegt Messungsergebnisse die Exponenten $\mu$ und $\nu$ sowie den Koefficient $\lambda$ für die in der Praxis in Frage kommenden verschiedenen Gerinn arten.

Die von Forchheimer aufgestellten Einzelformeln füllen ei sehr fühlbar gewordene Lücke auf dem Gebiete der praktischen H draulik aus und bedeuten daher eine sehr wichtige Bereicherung d hydraulischen Rechnungsverfahrens. Der wertvollen und vorzügli ausgestatteten Schrift ist die weiteste Verbreitung zu wünschen. H. Engels.

Verschiebebahnhöfe in Ausgestaltung und Betrieb. (So derausgabe der Verkehrstechnischen Woche.) Herausgegeben v Professor Dr.-Ing. Blum und Regierungsbauräten im Reichsve kehrsministerium Dr. rer. pol. Baumann und Dr.-Ing. W. Mülle Verlag Guido Hackebeil A.-G., Berlin 1922. XXV und 97 S. m zahlreichen Abbildungen.

Veranlaßt durch die Stockungen, die in den letzten Jahren i Betrieb der Reichsbahn mehrfach eingetreten sind, weil die Leistunge der Verschiebebahnhöfe nicht genügten, hat sich die Fachpresse i neuerer Zeit eingehend mit der Verbesserung des Ablaufbetriebe auf Verschiebebahnhöfen beschäftigt. Die Erkenntnis, daß neben d richtigen Verteilung und Lage dieser betrieblichen Knotenpunkt im Bahnnetz vor allem auch eine zweckmäßige technische Durch bildung des Ablaufbetriebes selbst notwendig ist, um eine Erhöhung de Leistungsfähigkeit zu erzielen und die nachgerade bis zu einer beäng stigenden Höhe gestiegenen Ausgaben der Reichsbahn für Ausbesse rung beschädigter Betriebsmittel und für Vergütung beschädigte Ladungen zu vermindern, hat insbesondere dazu geführt, die Be wegungsvorgänge beim Ablauf eingehend zu untersuchen und bis i die kleinsten Zeitspannen genau zu erfassen, um hierauf alsdann Vor schläge für Verbesserungen des Ablaufbetriebes zu gründen.

Das vorliegende Heft erblickt seine Hauptaufgabe darin, einen umfassenden Überblick über die Ergebnisse dieser neueren Unter suchungen zu geben, und alle die Fragen zu erörtern, deren Klarstellun zu einer wirtschaftlich günstigen und in ihrer Leistung gesteigerte Abwicklung des Verschiebedienstes notwendig ist. Sein Erscheine ist um so mehr zu begrüßen, als es den in Praxis und Wissenschaft de Eisenbahnwesens bewährten Verfassern der zahlreichen Einzelauf sätze gelungen ist, reiches zuverlässiges Material zu beschaffen und z benutzen, um Kritik an bestehenden Einrichtungen zu üben, neu Wege zu weisen und Vorschläge zu unterbreiten, die alle auf das ge meinsame Ziel hinstreben, durch zweckmäßige Ausbildung der Ver schiebebahnhöfe dazu beizutragen, aus dem Verkehrsunternehmen de Reichsbahn unter Wahrung größter Wirtschaftlichkeit die leistungs fähigste Vermittlerin für den Güter- und Warenaustausch Deutsch lands werden zu lassen.

Der gesamte umfängliche Stoff ist in 6 Abschnitte gegliedert Im ersten Teil, der die allgemeine Bedeutung der Verschiebebahnhöfe behandelt, erörtern Cauer, Baumann, Pirath und Kümmel die Verkehrsaufgaben und die Bedeutung der Verschiebebahnhöfe für unser Verkehrs- und Wirtschaftsleben. In großzügiger Weise wird hier bei auf die engen Beziehungen hingewiesen, die zwischen Wirtschafts leben und geregelter und schneller Abwicklung des Verkehrs bestehen Die folgenden vier Abschnitte befassen sich mit den technischen Ein richtungen der Rangieranlagen. Ammann und Blum berichten in Teil II über die allgemeine bauliche Anordnung von Verschiebebahn höfen, während Heinrich, Blum und Pirath im Abschnitt III die zweckmäßige Ausgestaltung des Betriebsdienstes auf solchen Anlagen erörtern. Die wirtschaftlichen Gesichtspunkte beim Bau und Betrieb werden im Teil IV durch Untersuchungen über die Betriebs- und Rangierkosten von Kümmell, Jaenecke und Risch berücksichtigt, den größten Teil dieses Abschnittes aber nehmen die Abhandlungen und Vorschläge über die Steigerung der Leistungsfähigkeit der Verschiebebahnhöfe durch die Anwendung mechanischer Hilfsmittel ein. Verschiedene Arten von Gleisbremsen und Ablaufeinrichtungen werden hier eingehend geschildert und kritisch beleuchtet sowie Verbesserungen in der Signalgebung und im Meldewesen beim Verschiebebetrieb besprochen und in Anregung gebracht. Auch die Fragen des Wagenantriebes auf Ablaufbergen, des zwangläufigen Ablaufbetriebes, der selbsttätigen Stellung der Verteilungsweichen und des Verschiebebetriebes mit Schiebebühnen sowie unter Benutzung von Rangierbrücken finden Behandlung. Einen trefflichen Abschluß des Heftes bilden zwei klare Zusammenstellungen von W. Müller und Baumann über die Geschichte und die Literatur der Verschiebebahnhöfe.

Den Herausgebern und dem Verlag ist es gelungen, durch geschickte Zusammenstellung der Einzelaufsätze und Beigabe klarer Abbildungen ein zeitgemäßes Bild des jetzigen Standes dieses wichtigen Einzelgebietes des Eisenbahnwesens zu geben. Lucas.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang — 15. November 1923 — Heft 21


## DER WIDERSTAND VON PFAHLBÖCKEN.


*Von Dr.-Ing. Heinrich Dörr, Karlsruhe.*



***Übersicht.*** Im ersten und zweiten Teil des Aufsatzes werden die von Professor Möller durchgeführten Versuche an Pfählen nachgerechnet. Im dritten Teil wird auf theoretischem Wege untersucht, welchen Einfluß die Neigung der Achse eines Pfahles auf die Größe seiner Tragfähigkeit hat; für die Praxis werden Näherungsformeln der Pfahltragfähigkeit abgeleitet.


Im „Bauingenieur", Heft 5 1923, berichtet Prof. Möller, Braunschweig, über Versuche, die an Pfahlböcken im Hamburger Hafen von ihm ausgeführt worden sind. Die Pfahlböcke waren zur Verankerung der Stahltrossen hergestellt, mit denen im Sommer 1922 der gekenterte Dampfer Avaré aufgerichtet worden ist. Die Möllerschen Versuche sollten Aufschluß geben über den Widerstand, den die Holzpfähle einem in ihrer Achse wirkenden Zug entgegenstellen können und über den Widerstand, den die aus einem Zug- und einem Druckpfahl bestehenden Böcke einem wagrechten, in der Nähe der Erdoberfläche angreifenden Zug gegenüber aufzubringen vermögen.

Mit Hilfe der neuen Anschauungen über „Die Tragfähigkeit der Pfähle"[1]), die man in meiner diesen Titel tragenden Abhandlung findet, läßt sich der Widerstand der Pfähle gegen axialen Zug rechnerisch bestimmen. Es wird sich zeigen, daß die Möllerschen Versuche die neue Berechnungsweise bestätigen. An Hand meiner Untersuchungen über „Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich"[1]) läßt sich auch eine Näherungsrechnung durchführen, die eine befriedigende Antwort gibt auf die Frage nach der Widerstandskraft der Pfahlböcke in wagrechtem Sinne. Beides soll im folgenden gezeigt werden.

Bezüglich der geometrischen Erddrucktheorie, auf der sich auch die weiter unten folgende Untersuchung über geneigte Pfähle aufbaut, muß auf die genannten Arbeiten verwiesen werden. Im „Handbuch für Eisenbetonbau", 3. Aufl., XIV. Band im Kapitel „Silos", habe ich diese Theorie zur Berechnung der Innendrücke in Silozellen gleichfalls benutzt und nochmals allgemein vorgetragen.

### 1. Nachrechnung des Zugwiderstandes der Pfähle der Möllerschen Versuche

Dieser Zugwiderstand berechnet sich nach der Formel (16) der zuerst genannten Arbeit zu

$$Z = \frac{1}{2}\gamma \varepsilon_1 \varrho u l^2 \quad \dots\dots\dots (16$$

reiner Reibungskraft. Hierbei bedeutet:

$\gamma$ = Gewicht der Raumeinheit des Pfahlgrundes,

$\varepsilon_1 = 1 + \mathrm{tg}^2 \varphi$, $\varphi$ = Böschungswinkel des Erdreichs,

$\varrho$ = Beiwert für die Reibung zwischen Erdreich und Pfahlumfang, wobei $\varrho$ höchstens $= \frac{1}{2} \sin 2\varphi$ sein darf,

$u$ = Pfahlumfang,

$l$ = Länge des Pfahles im Boden.

Für einen walzenförmigen Pfahl vom Durchmesser d, als welcher der Holzpfahl hier angesehen werden kann, erhält man die Formel:

$$Z = \frac{\pi}{2}\gamma \varepsilon_1 \varrho d l^2 \quad \dots\dots\dots (16a$$

Im Möllerschen Aufsatz im „Bauingenieur" sind die zur Nachrechnung erforderlichen Angaben nicht enthalten. Ich fand sie aber im „Sonderbericht", der den Bibliotheken der deutschen Technischen Hochschulen zugestellt worden ist.

Der Pfahlgrund bestand auf einem benachbarten Grundstück aus folgenden Schichten:

von 0—1,0 m Tiefe aufgeschütteter Boden,
„ 1,0—3,6 „ „ gelber Sand,
„ 3,6—5,8 „ „ grauer Klai mit etwas Moor,
„ 5,8—7,6 „ „ Klai mit etwas Sand,
„ 7,6—8,7 „ „ Sand mit etwas Klai,
„ 8,7—9,5 „ „ toniger Sand.

Das spezifische Gewicht und der Böschungswinkel dieser Bodenarten ist nicht gemessen worden. Man wird aber etwa das richtige Maß treffen, wenn man $\gamma = 1700$ kg/m³ und $\varphi = 40^0$ ansetzt, letzteres auch mit Rücksicht auf die in diesen Bodenarten vorhandene Kohäsion. Die Grundwerte, die im 24. Beispiel meiner Abhandlung für die Pfähle der Ufermauer in Flensburg, im 25. für einen Pfahl im Hafen von Venedig, im 26. Beispiel zum Pfahlgrund in der Vulkanwerft zu Hamburg eingesetzt sind, entsprechen den hier vorgeschlagenen Grundwerten; die Reibungsziffer $\varrho$ kann schätzungsweise mit 0,3 in Ansatz gebracht werden. Die schiefe Länge des in der Neigung 4 : 1 geschlagenen Pfahles im Boden betrug 8,1 m, der mittlere Durchmesser in diesem Teil 0,36 m.

Somit wird nach Gleichung (16a):

$$Z = \frac{3{,}14}{2} \cdot 1700 \cdot 1{,}7 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}36 \cdot 8{,}1^2 = 32\,400 \text{ kg}$$

Setzt man $\varphi = 42^0$, $\varepsilon_1 = 1{,}8$, so wird

$$Z = 34\,300 \text{ kg}.$$

Hierzu wäre noch das Gewicht des Holzpfahles mit etwa 500 kg zu addieren, so daß für die zu erwartende Zugkraft sich 33—35 t ergeben.

Die beiden Möllerschen Versuche lieferten den Mittelwert von 35 t. Der Kopf des Pfahles 1 hat sich bei 37,8 t Zug um 2,2 cm gehoben, der des Pfahles 2 bei 33,1 t um 8,35 cm. Möller gibt an, daß die Ergebnisse des ersten Versuches weniger genau seien als die beim zweiten aus Gründen, die in der Anordnung der Versuchseinrichtung liegen.

Im Sonderbericht ist noch erwähnt, daß vor 10 Jahren die Firma Holst in Hamburg Gelegenheit gehabt hat, den Zugwiderstand eines Pfahles am Bauplatz einer Maschinenhalle der Reiherstiegwerft zu messen, wo die oben bezeichneten Bodenverhältnisse vorlagen. Jener Holzpfahl hatte einen Querschnitt von 28 × 28 cm und stand 6 m tief im Boden. Nach der Formel (16) ist mit $\varepsilon_1 = 1{,}7$ an reinem Reibungswiderstand zu erwarten:

$$Z = \frac{1}{2} \cdot 1700 \cdot 1{,}7 \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}12 \cdot 36 = 17\,500 \text{ kg}.$$

Das Gewicht des Pfahles ist:

$$G = 0{,}28^2 \cdot 6 \cdot 700 = 300 \text{ kg}.$$

Der rechnungsmäßige Gesamtwiderstand wäre demnach 17,8 t.

Beim Versuch leistete der Pfahl 20 t Widerstand. Setzt man $\varphi = 42^0$ statt $40^0$, also $\varepsilon_1 = 1{,}8$ statt 1,7, so wird Z = 18,5, der Gesamtwiderstand also 18,8 t.

[1]) Berlin 1922, W. Ernst & Sohn.

Der Widerstand des Druckpfahls der Pfahlböcke gegen eine axiale Druckkraft ergäbe sich nach der Formel (4) meiner Untersuchung zu:

$$T = \gamma V \left(\varepsilon + 2 \varrho\, \varepsilon_1 \frac{l}{d}\right) \quad \ldots \ldots \ldots (4$$

wobei V das Volumen des im Boden steckenden Pfahlteils, $\varepsilon = \mathrm{tg}^2 \left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right)$ ist. Mit $\varphi = 42^0$ wird

$$T = 1700 \cdot 0{,}1 \cdot 8{,}1 \left(5 + 2 \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}8 \cdot \frac{8{,}1}{0{,}36}\right)$$

$$T = 40{,}4 \text{ t.}$$

Der Einfluß der Neigung der Pfahlachse auf die Tragfähigkeit wird weiter unten erörtert werden.

## 2. Berechnung des Widerstandes des Pfahlbockes gegen eine wagrechte Zugkraft (Abb. 1).

Der wagrechte, einer Kraft H das Gleichgewicht haltende Widerstand des Bockes, setzt sich, wie auch Möller annimmt, aus zwei Komponenten zusammen. Die erste Komponente (H) nennt Möller den „reinen" Bockwiderstand. Er wird berechnet als der Widerstand des Stabecks ABC gegen eine im Punkt A angreifende wagrechte Kraft. Seine obere Grenze ist gegeben durch die größte im Zugpfahl mögliche axiale Kraft Z′. Die zweite Komponente $H_p$ ist eine Folge des wagrechten Erdwiderstandes. Die Komponente (H) läßt sich nach dem Vorgang im ersten Abschnitt berechnen; die Seitenkraft $H_p$ kann mit genügend genauer Annäherung gleichfalls analytisch gefunden werden.

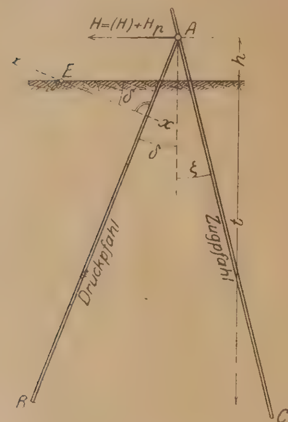


Abb. 1.

Aus dem Krafteck der Abb. 2 findet man, wenn man den Neigungswinkel des Druckpfahles gegen die Senkrechte mit δ, den des Zugpfahles mit ζ bezeichnet:

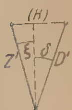


Abb. 2.

$$(H) = D' \sin\delta + Z' \sin\zeta$$

$$D' = Z' \frac{\cos\zeta}{\cos\delta}$$

$$(H) = Z' (\cos\zeta\, \mathrm{tg}\,\delta + \sin\zeta) \quad \ldots \ldots \ldots (1$$

Der Zugwiderstand wird, wenn man das Eigengewicht des Pfahles vernachlässigt, nach Gleichung (16a):

$$Z' = \frac{\pi}{2} \gamma\, \varepsilon_1 \varrho\, d\, l^2$$

Damit sind alle Größen bestimmt.

In dem von Prof. Möller untersuchten Falle ist:

$\mathrm{tg}\,\delta = 0{,}4$; $\mathrm{tg}\,\zeta = 0{,}25$; $\cos\zeta = 0{,}97$; $\sin\zeta = 0{,}24$;

also wird $(H) = Z' (0{,}97 \cdot 0{,}4 + 0{,}24)$

$(H) = 0{,}63 \cdot Z'$.

Mit $Z' = 33$ t ist also

$(H) = 0{,}63 \cdot 33 = 21$ t.

Zur Berechnung der zweiten Komponente $H_p$ kann man die Annahme machen, daß der Pfahlbock ABC als starres Gebilde, wie der biegungsfeste Fuß eines Mastes, im Boden steckt und vom wagrechten Erdwiderstand gehalten wird. Dieser Erdwiderstand wirkt nahe der Erdoberfläche gegen die Richtung des Zuges im Punkt A, am unteren Ende in jener Richtung. Die theoretische Untersuchung hierzu findet man in meiner Schrift über „Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich". Ich benütze aus ihr die Formel (10):

$$H_p = \gamma\, \varepsilon\, b\, t^2 \frac{\tau'}{2(3n + \tau' + 2)} \quad \ldots \ldots \ldots (10$$

in der bedeutet:

t die Eingreiftiefe des Pfahles im Boden,
h die Höhe des Horizontalzuges über dem Boden,
$n = \frac{h}{t}$
τ′ eine Verhältniszahl, die von n abhängt,
b die Breite der Pfähle senkrecht zur Richtung des Zuges im Punkt A, also hier den Durchmesser.

Die Formel (10) ist aber nur dann richtig, wenn die Pfähle nicht zu lang sind, sich also im Boden nicht zu stark verbiegen. Bei starker Biegung sind die der Formel (10) zugrunde liegenden Beziehungen zwischen n und τ′ nicht mehr richtig.

Für den von Prof. Möller untersuchten Fall ist annähernd:

$t = l \cos\delta = 8{,}1 \cdot 0{,}93 = 7{,}53$ m; $b = 0{,}36$ m; $h = 0{,}5$ m

$$n = \frac{0{,}5}{7{,}53} = 0{,}066$$

$\tau' = 0{,}6$

nach der Tabelle I S. 9 meiner oben genannten Schrift. Damit erhält man mit $\varepsilon = 5$:

$$H_p = 1700 \cdot 5 \cdot 0{,}36 \cdot 7{,}53^2 \frac{0{,}6}{2(0{,}198 + 2{,}066)}$$

$$= 23\,000 \text{ kg.}$$

Somit würde der gesamte Bockwiderstand

$$H = (H) + H_p = 21 + 23 = 44 \text{ t.}$$

Gemessen wurde von Möller 48,4 t, wobei aber der Bock schon eine Hebung des Zugpfahles um 8,5 cm und eine seitliche Verschiebung des Angriffspunktes der äußeren Kraft um 14,6 cm gezeigt hat.

Auf der der Zugrichtung abgewandten Seite des Pfahlmantels bewirkt die Horizontalkraft H oben eine Verminderung, unten eine Vergrößerung des Reibungsdruckes, gleichzeitig tritt aber eine komplementäre Änderung auf der anderen Seite ein. Es kann also angenommen werden, daß im ganzen keine Verringung der Reibungskraft sich ergibt.

Bemerkt sei noch, daß der Erdwiderstand an der Außenseite des Druckpfahls kleiner ist als das Maß ε angibt, an der Innenseite des Zugpfahls aber größer. Es darf jedoch die Maßzahl ε als brauchbarer Mittelwert angesehen werden.

Wenn man eine derartige Rechnung anstellt, um das zulässige Maß des Zuges H zu gewinnen, einschließlich eines gewissen Maßes von Sicherheit, so ist folgendes zu beachten. In der Formel $Z = \frac{\pi}{2} \gamma\, \varepsilon_1\, d\, l^2$ ist, wenn der Reibungsbeiwert ρ vorsichtig bemessen wird, eine Sicherheit enthalten. In der Formel

$$H_p = \gamma\, \varepsilon\, b\, t^2 \frac{\tau'}{2(3n + \tau' + 2)}$$

steckt ein ausreichendes Maß von Sicherheit deshalb, weil bei Erzeugung des Erdwiderstandes nicht allein ein Erdprisma von der Breite b mitwirkt, wie in der Formel steht, sondern eine mit zunehmender Entfernung vom Pfahl sich verbreiternde Schicht. Man vergleiche hierzu in meiner Untersuchung über die Masten die Bemerkungen zu den Abb. 29 und 30 daselbst.



Abb. 3.

Die hier vorgeschlagene Berechnung der Größe $H_p$ ist mehr oder weniger eine Schätzung, die aber, wie die Möllerschen Versuche zeigen, Werte liefert, die recht gut mit der Wirklichkeit übereinstimmen. Genau betrachtet ist das Problem des Widerstandes eines Pfahlbockes viel komplizierter. Beide Pfähle verbiegen sich etwa so, wie in Abb. 3 übertrieben gezeichnet ist. Welche Form die Biegelinie annimmt, hängt

im einzelnen Falle von der Länge und dem Trägheitsmoment der Pfähle, der Art ihrer Verbindung im Punkt A, den Grundwerten des Bodens und dessen Kohäsion ab. Eine genauere Berechnung unter Berücksichtigung der Formänderungen wäre von einer Reihe unsicherer Voraussetzungen abhängig, würde eine umständliche Rechenarbeit erfordern und trotzdem keine zuverlässigeren Resultate liefern als die Überschlagsrechnung.

3. Widerstand schräger Pfähle gegen Zug und Druck.

In meiner Abhandlung über „Die Tragfähigkeit der Pfähle" ist in den Abb. 1a und 1b der Gleichgewichtszustand senkrecht stehender Pfähle untersucht worden. Jenen Abbildungen, die für einen Böschungswinkel $\varphi = 25^0$ aufgezeichnet worden sind, entsprechen die beiden hier stehenden Abb. 5a u. 5b, bei denen aber $\varphi = 42^0$ gewählt ist, also der Winkel, welcher etwa dem Pfahlgrund im Hamburger Hafen zukommt.

Die Reibungskraft parallel zu den Mantelflächen eines lotrechten Pfahles wurde dort gefunden als die Strecke $Q_1L$ oder $Q_2L$ der Abb. 5 b; zu ihr gehört ein maximaler Reibungsdruck in wagerechter Richtung, den die Strecke LV mißt und ein Größtwert der Reibungsziffer vom Betrag

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{1}{2} \sin 2\varphi.$$

Um den größten Gesamtdruck zu finden, muß man die erwähnten Maßstrecken mit $\gamma \frac{r}{2}$ multiplizieren; den größten Elementardruck in der Tiefe r erhält man durch Hinzufügung des Faktors $\gamma$.

Ist die Achse des Pfahles um den Winkel $\alpha$ gegen die Lotrechte geneigt, so treten beim Herausziehen oder Hineindrücken des Pfahles andere Kräfte auf.

Die Abb. 4 stelle verschiedene Schnitte dar durch Pfähle, die im Boden stecken. Die Schnitte sind senkrecht zur beliebig geneigten Pfahlachse geführt, wie z. B. der Schnitt x—x in Abb. 1 am Druckpfahl, schneiden die Erdoberfläche in einer Geraden E—E und stehen senkrecht auf der Bildebene der Abb. 1. Die Flächenelemente der Pfahloberfläche (Abb. 4), welche parallel zur Achse v—v der Querschnitte liegen, also parallel zur Vertikalebene durch die Pfahlachse, werden denselben Elementardruck erleiden wie beim senkrechten Pfahl. Am Pfahlfuß ist der Flächendruck auf die Mantelflächen am größten; dort ist als Tiefenmaß die Vertikalprojektion der Pfahllänge mit

$$r_\alpha = l \cos \alpha$$

einzusetzen und als Druckmaß der Wert $\varepsilon_1$. Beim rechteckigen Querschnitt (Abb. 4 a) sind demnach die Drücke auf die beiden Seitenflächen von der Abmessung h zu berechnen. Beim walzenförmigen Pfahl (Abb. 4 b) werden die seitlichen Flächenelemente, deren Berührungsebene parallel zur Ebene v—v ist, diesen Druck erfahren. Er wird dann gegen die Punkte I und II zu stetig in den dort vorhandenen Druckwert übergehen. Der Druck auf die zur Richtung e—e parallelen Flächenelemente ist kleiner als das Maß $\varepsilon_1$ angibt. Seine Größe ist außer von der Tiefenlage des Flächenelements unter dem Boden von der Pfahlneigung abhängig.

Die Reibungskraft am Pfahlumfang wird man sich also beim Querschnitt der Abb. 4a aus zwei Summanden zusammengesetzt denken können. Der eine Summand $R_1$ ist die Kraft, welche von den wagrechten, parallel zur Erdoberfläche wirkenden Druckkräften erzeugt wird. Er ist charakterisiert durch die Maßzahl $\varepsilon_1$ und käme allein zur Geltung an einer Pfahlscheibe mit einem Querschnitt nach der Abb. 4 c, deren Dicke nach der Richtung e—e verhältnismäßig klein ist. Der zweite Summand $R_2$ käme allein zur Geltung an einem Scheibenpfahl vom Querschnitt der Abb. 4 d, bei dem das Höhenmaß h verhältnismäßig klein ist, der also eine Scheibe normal zur Bildebene der Abb. 5 a darstellt. Dieser zweite Summand $R_2$ soll im folgenden an Hand der Abb. 5 a und 5 b bestimmt werden.

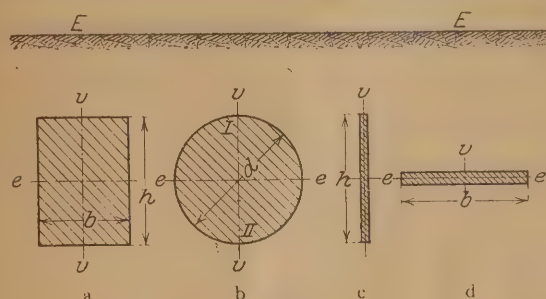


Abb. 4.

Abb. 5 a zeigt einen Vertikalschnitt durch den Boden mit dem Keilsystem von der Tiefe r. Die unter dem beliebigen Winkel $\alpha$ geneigte Ebene s sei die Ebene e—e (Abb. 4 d) des schräg stehenden Scheibenpfahls. Die Ebene OD mit dem Winkel $\delta$ und OZ mit dem Winkel $\zeta$ sind mit den Neigungen eingezeichnet, welche der Druck- und Zugpfahl bei den Möllerschen Versuchen hatte. In Abb. 5 b sind die beiden Grundparabeln aufgezeichnet. Im übrigen sei auf Abb. 1a und 1b

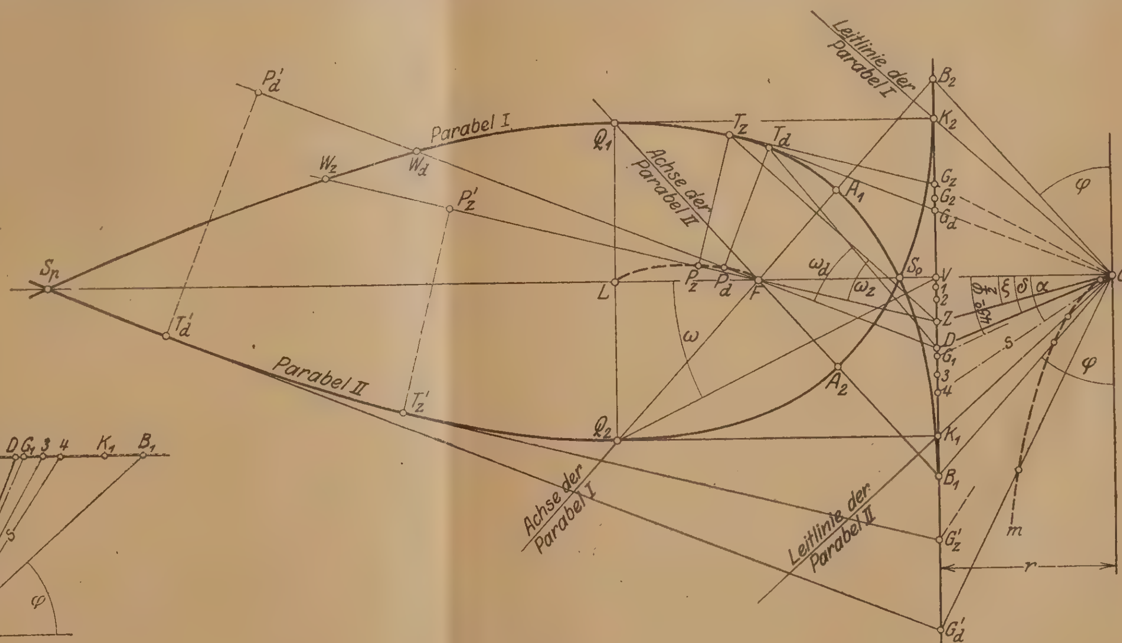


Abb. 5a.

Abb. 5b.

in meiner oben genannten Schrift verwiesen. Der Neigungsebene des Zugpfahls entspricht in der Kraftsenkrechten $B_1B_2$ der Abb. 5 b der Punkt Z; die Richtung der Fugennormalen zu OZ der Abb. 5 a gibt die Linie ZF in 5 b an. Zieht man die zur Normalen ZF parallelen Tangenten an die Parabeln, so erhält man auf Parabel I den Berührungspunkt $T_z$, auf Parabel II den Tangentialpunkt $T_z'$. Die beiden Tangenten ihrerseits schneiden auf der Kraftsenkrechten die Punkte $G_z$ und $G_z'$ aus. Dies besagt, daß mit Rücksicht auf die Keilfugen jenseits der Linie OV der Abb. 5a der Pol des Kräftesystems, das sich einstellt, wenn eine Längskraft im Pfahl ZO wirkt, höchstens bis zur Lage $T_z$ hinaufrücken kann; $G_zO$ ist dann Gleitfuge. Mit Rücksicht auf die Fugen diesseits von OV könnte $T_z'$ der Pol sein. Er ist jedoch, da er einen viel größeren Schub liefern würde als der Pol $T_z$, außer Betracht zu lassen. Somit ergibt sich für die größte Reibungskraft in der Richtung der Pfahlachse das Maß $T_zP_z$ lotrecht zur Normalen ZF, als zugehöriges Maß des größten Druckes senkrecht zur Pfahlachse die Strecke $ZP_z$ und als höchster zulässiger Wert der Reibungsziffer die Zahl $\operatorname{tg}\omega_z = \frac{T_zP_z}{ZP_z}$. In diesem Sonderfalle ist $\operatorname{tg}\omega_z = 0{,}54$.

Ist die tatsächliche Reibungsziffer kleiner als $\operatorname{tg}\omega_z$, so liegt der Pol des Kräftesystems tiefer als $P_z$, und zwar entweder auf der Parabel I, mehr gegen $S_0$ zu, wenn der Druck normal zur Pfahlachse gleichfalls kleiner ist, als $ZP_z$ angibt, oder auf der Strecke $T_zP_z$ näher gegen $P_z$, wenn der Normaldruck sich nicht vermindert. Im ersten Falle stellt sich eine Gleitebene ein, die OZ näher liegt die Gleitebene $OG_z$, im zweiten Falle ist OZ selbst Gleitebene.

Dieselbe Konstruktion ist noch für eine Reihe anderer Neigungen der Pfahlachse durchgeführt worden. Damit aber in den Abb. 5 a und 5 b die Übersichtlichkeit gewahrt bleibt, ist sie nur noch für die Neigung des Druckpfahles OD eingetragen worden. Alle Punkte mit dem Zeiger d gehören zur Pfahlrichtung OD. Die Punkte $P_z$, $P_d$ usw. liegen auf einer Kurve, welche durch L und F geht. Sie ist in Abb. 5 b eingestrichelt.

Nach diesen grundsätzlichen Feststellungen läßt sich die Frage beantworten, in welcher Weise die Reibungskräfte auf eine Scheibe nach der Abb. 4 d sich ändern, wenn die Pfahlneigung, also der Winkel $\alpha$, sich verändert. Dabei darf man die Voraussetzung machen, daß der Beiwert zur Reibung zwischen Erde und Pfahlmantel konstant, die Reibungskraft also lediglich vom Druck normal zur Pfahlachse abhängig ist. Die Drücke senkrecht zur Pfahlachse werden gemessen durch die Strecken $ZP_z$, $DP_d$ usw. auf den Fugennormalen, die alle durch F gehen. In der Abb. 6 sind zu den Abschnitten VZ, VD usw. als Abszissen die jeweils zugehörigen Maße der Normaldrücke VL, $ZP_z$, $DP_d$ usw. als Ordinaten aufgetragen worden. Diese Punktreihe liefert die Kurve $n_0$. Unter der Annahme, daß die Pfähle alle bis zur selben Tiefe r reichen, somit die variable Länge $s = \frac{r}{\cos\alpha}$ haben, oder daß die Projektion ihrer Länge auf die Senkrechte immer gleich r = OV wäre, gäbe die Kurve $n_0$ den Zusammenhang zwischen Mantelreibungskraft $R_2$ und Neigung an. Dieser Summand nimmt also vom Höchstwert bei senkrecht stehendem Pfahl ab bis zu einem Kleinstwert, der etwa bei Punkt 3 liegt, einer Achsneigung von ungefähr 1,82 : 1 entsprechend, um dann wieder zu wachsen. Setzt man jedoch die Pfahllänge l als konstant voraus, die senkrechte Projektion also

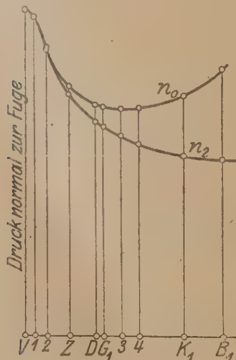


Abb. 6.

$$r_\alpha = l \cos\alpha,$$

so erhält man als Maß der Reibungskraft $R_2$ die Ordinaten der Kurve $n_2$ (Abb. 6), indem man die Ordinaten von $n_0$ jeweils mit $\cos\alpha$ multipliziert. (Der geometrische Ort der Pfahlspitzen ist die Kurve Om der Abb. 5b, ein Ast einer Konchoide.) Damit ändert sich das Bild insofern, als sich jetzt kein Kleinstwert mehr ergibt, vielmehr mit wachsendem $\alpha$ die Reibungskraft stetig abnimmt.

Das schroffe Heraustreten des Höchstwertes bei senkrechter Pfahlachse in Abb. 6 ist ein Merkmal des verhältnismäßig großen Böschungswinkels $\varphi = 42^0$. Die Abb. 7 zeigt dieselben Kurven zum Böschungswinkel $\varphi = 25^0$. Hier ist der Abfall der Reibungskraft von ihrem Höchstwert bei senkrechter Achse des Pfahls wesentlich flacher. Aus der Abb. 5 b findet man als allgemeinen Wert:

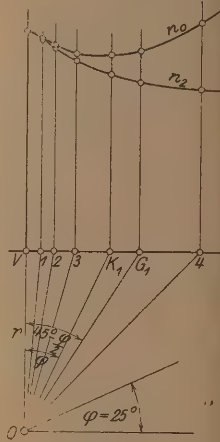


Abb. 7.

$$ZP_z = \eta\, r$$

wobei der Beiwert $\eta$ durch Abgreifen des Maßes $ZP_z$ und Division durch das beim Auftragen gewählte Tiefenmaß r sich ergibt. Am Fuße des geneigten Pfahles von der Länge ZO = s ist also der Normaldruck auf die Ober- und Unterfläche der Pfahlscheibe:

$$p'' = \gamma\,\eta\, r\,\frac{r}{s} = \gamma\,\eta\,\frac{r^2}{s}$$

Für einen Pfahl **konstanter** Länge l ist an Stelle des festen Maßes r das mit wachsendem Neigungswinkel $\alpha$ abnehmende Maß

$$r_\alpha = l\cos\alpha$$

und für s die Länge l zu setzen.

Es wird also der Elementardruck an der Pfahlspitze:

$$p_\alpha'' = \gamma\,\eta\, l\cos^2\alpha$$

und die ganze Reibungskraft an der Scheibe:

$$R_2 = \varrho\,\frac{p_\alpha''\, l}{2}\, 2\, b = \gamma\,\eta\,\varrho\, b\, l^2\cos^2\alpha \quad \ldots\ldots\ldots (2$$

Um die Komponente $R_1$ der Pfahlreibungskraft zu formulieren, betrachtet man den Pfahl als Scheibe nach Abb. 4 c. Am Pfahlfuß ist dann der Reibungsdruck auf die zur Ebene v—v parallelen Flächenteile der Mantelfläche:

$$p_\alpha' = \gamma\,\varepsilon_1\,\varrho\, l\cos\alpha$$

und die gesamte Reibung $R_1$ an den beiden Seitenflächen von der Höhe h:

$$R_1 = \varrho\,\frac{p_\alpha'\, l}{2}\, 2\, h = \gamma\,\varepsilon_1\,\varrho\, h\, l^2\cos\alpha \quad \ldots\ldots (3$$

Der Reibungswiderstand am Umfang eines Pfahls von rechteckigem Querschnitt $h \times b$ wird somit:

$$Z = R_1 + R_2$$
$$Z = \gamma\,\varrho\, l^2\cos\alpha\,(\varepsilon_1 h + \eta\, b\cos\alpha) \quad \ldots\ldots (5$$

Bei einem walzenförmigen Pfahl erhält man:

$$Z = \frac{\pi}{4}\,\gamma\,\varrho\, l^2\, d\cos\alpha\,(\varepsilon_1 + \eta\cos\alpha) \quad \ldots\ldots\ldots (6$$

Setzt man in den Gleichungen (5) und (6) $\cos\alpha = 1$ und $\eta = \varepsilon_1$, so gehen die Ausdrücke in die Formeln (16) und (16 a) für senkrechte Pfähle über.

Die Formeln (5) und (6) geben den Zugwiderstand eines Pfahles, soweit er von der Reibung am Pfahlmantel erzeugt wird. Um die Widerstandskraft T gegen axialen Druck zu erhalten, muß noch die Druckkomponente an der Querschnittsfläche F des Pfahlfußes hinzugezählt werden. Bezeichnet V

das Volumen des im Boden steckenden Pfahlschaftes, so wird

$$T = Z + \gamma \varepsilon V \cos\alpha \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (7$$

(Es sei noch angemerkt, daß die Scheiben der Abb. 4c und 4d nicht als „unendlich" dünn betrachtet werden können. Bei zu dünnen Scheiben, etwa Stahlbändern, wären die im Erdreich auftretenden Verspannungen — als Folge innerer Bewegungen — nicht so groß, wie sie durch die Parabeln charakterisiert werden. Vielmehr würde in diesem Falle für jeden Punkt im Erdinnern der Spannungskörper eine Kugel bleiben, die Pressungen wären also nach allen Richtungen die nämlichen und würden für die Tiefe r gemessen durch die Strecke VF = VO der Abb. 5b.)

Beim Zugpfahl der Möllerschen Versuche kann man setzen: $\gamma = 1700$ kg/m³; $l = 8{,}1$ m; $d = 0{,}36$ m; $\cos\alpha = 0{,}97$; $\varepsilon_1 = 1{,}7$; $\varrho = 0{,}3$; $\eta = 1{,}38$. Somit wird nach Gl. (6):

$$Z = 0{,}785 \cdot 1700 \cdot 0{,}3 \cdot 66 \cdot 0{,}36 \cdot 0{,}97\,(1{,}7 + 1{,}38 \cdot 0{,}97)$$
$$Z = 9240\,(1{,}7 + 1{,}34) = 28\,000 \text{ kg}.$$

Mit $\varepsilon_1 = 1{,}8$ würde $Z = 29\,000$ kg. Oben sind mit den Formeln für den senkrechten Pfahl 32 000 und 34 000 kg errechnet worden. Der Unterschied ist also nicht unbedeutend. Der Versuch konnte bei der geringen Pfahlneigung den Unterschied nicht ergeben aus Gründen, die unten genannt sind.

Für den Druckpfahl würde man erhalten, wenn man $\varepsilon_1 = 1{,}8$, $\eta = 1{,}28$ einsetzt:

$$Z = 0{,}785 \cdot 1700 \cdot 0{,}3 \cdot 66 \cdot 0{,}36 \cdot 0{,}86\,(1{,}8 + 1{,}28 \cdot 0{,}86)$$
$$Z = 8200\,(1{,}8 + 1{,}1) = 23\,800 \text{ kg}$$

und

$$T = 23\,800 + 1700 \cdot 5{,}0 \cdot 0{,}1 \cdot 8{,}1 \cdot 0{,}86$$
$$T = 23\,800 + 6000 = \backsim 30\,000 \text{ kg}.$$

Auch hier hat der Versuch größere Werte ergeben, man muß aber beachten, daß in dem Ausdruck für T ein erhebliches Maß von Sicherheit enthalten ist.

Diese Untersuchungen sind nur dann in strengem Sinne gültig, wenn die Flächen, auf welche der Druck der Erdverspannung wirkt, eben sind. Eine volle Bestätigung der auf graphischem Wege ermittelten Kräfte kann man nur bei Versuchen mit ebenen Tafeln nach Abb. 4 c und 4 d erwarten, und zwar werden bei Tafeln nach Abb. 4 d die Versuche um so mehr mit der Theorie übereinstimmende Werte liefern, je breiter und dünner die Tafeln sind. Bei walzenförmigen Pfählen spielen die Verspannungen um den Pfahl herum eine große Rolle; sie verhindern das Auftreten mathematisch bestimmbarer Gleitebenen und verwischen so bis zu einem gewissen Grad die Unterschiede, die sich theoretisch ergeben. Die Versuchsergebnisse zeigen daher höhere Reibungskräfte an, als sie die Theorie liefert, wobei auch die Kohäsion im Boden noch mitsprechen wird.

Für die Praxis ergäbe sich aus den Untersuchungen etwa das Folgende:

Da ein Pfahl mit senkrechter Achse unter sonst gleichen Bedingungen die größte Reibungskraft erzeugt, ist es erstrebenswert, bei Pfahlböcken den Zugpfahl senkrecht zu stellen. Die senkrechte Stellung erschwert aber einmal die Verbindung der beiden Pfähle am Kopf und liefert andererseits einen kleineren Wert (H), da der Winkel $\zeta = 0$ wird. Wird der Zugpfahl nur wenig geneigt, bleibt also $\zeta$ klein, so sinkt die Reibungskomponente $R_2$ um ein gewisses Maß, also in Abb. 6 und 7 etwa innerhalb der Strecke V 2 oder V 3, d. h. bei $\varphi = 42^0$ bis ungefähr zur Neigung 8 : 1, bei $\varphi = 25^0$ ungefähr 5 : 1. Mehr Neigung sollte man also, wenn möglich, dem Zugpfahl nicht geben. Für den Druckpfahl gilt hinsichtlich der Reibungskomponente Z seiner Tragkraft T dasselbe, nur kommt noch die Druckkomponente $\gamma \varepsilon V \cos\alpha$ hinzu, so daß die Minderung seiner Tragkraft mit wachsender Neigung relativ kleiner ausfällt. Diesem Pfahl kann man also größere Neigung geben, damit der Wert $\operatorname{tg} \delta$ in Gleichung (1) nicht zu klein wird. In praktischen Fällen bei bestimmtem $\varphi$ wird man durch Probieren sehr rasch feststellen können, welche Werte $\zeta$ und $\delta$ ein Maximum der Widerstandskraft H des Bockes liefern.

Das Ergebnis dieser theoretischen Untersuchung ist jedem aus eigener Erfahrung bekannt, der bei Grabarbeiten einen flachen Spaten in den Erdboden mit ebener Oberfläche eingedrückt hat. Je größer man bei einer der Abb. 4 d entsprechenden Stellung des Spatens (Grabstellung) die Neigung gegen die Senkrechte wählt, um so leichter wird das Eindrücken. Bei der Spatenstellung nach Abb. 4 c (Schneidstellung), wie man sie beispielsweise beim Durchschneiden von Rasenflächen anwendet, wird mit wachsender Neigung der Widerstand zwar auch kleiner, aber doch in weniger erheblichem Maß als bei der Grabstellung.

Angemerkt sei noch, daß die Fundierung der A-Maste oder Doppelmaste bei Fernleitungen für elektrische Energie nach den Ergebnissen dieser Untersuchung ebenfalls berechnet werden kann. Ich beabsichtige, an geeigneter Stelle darauf einzugehen.

Man erkennt auch hier wieder, daß auf dem wichtigen Gebiete des Erddrucks in seinen verschiedenen Erscheinungsformen sich der praktischen Versuchsforschung ein fast noch unbetretenes Neuland auftut. Auch die Frage nach der zulässigen Druckbelastung des Baugrundes hängt unmittelbar hiermit zusammen. Bis jetzt sind über diese Fragen nur wenige systematische Versuche bekannt geworden. In einem gut eingerichteten Laboratorium ließe sich zu diesen Fragen sehr wertvolle, unmittelbar der Praxis zugute kommende Arbeit leisten.

---

# DIE ERSTE DREHHALLE FÜR LUFTSCHIFFE.

*Von Ziv.-Ing. O. Leitholf, Berlin.*

Der Hallenbau von 135 m Länge ist auf eine Drehscheibe gestellt, die vermöge eines Drehzapfens und je 4 Radwagen, die auf 2 Schienenringen von 39,05 und 93,40 m Dmr. ruhen, durch elektrischen Antrieb gedreht wird.

Die dankenswerte Veröffentlichung des Herrn Ministerialrates Busch in dieser Zeitschrift, 3. Jahrgang, Heft 19 und 20, über „Die Doppeldrehhalle für Luftschiffe in Nordholz" enthält auf S. 625 die Bemerkung, daß die Generalunternehmerin dieses Bauwerkes, die Firma Siemens-Schuckert, Berlin, schon mit einer kleineren, einfachen Drehhalle für eigene Zwecke erfolgreiche Pionierarbeit auf diesem Gebiete geleistet habe.

Hierzu sei bemerkt, daß genannte Firma schon im Jahre 1911 die Akt.-Ges. Steffens & Nölle, Berlin-Tempelhof, mit Errichtung der Konstruktionen dieser Vorgängerin, die zugleich der Erstling ihrer Art war, betraute. Ihren generellen Entwurf übertrug letzterwähnte Firma wiederum dem Verfasser dieser Zeilen.

Angezeigt erscheint es nun, auch von dieser Halle, die Versuchszwecken diente, eine kurze Beschreibung zu geben, was nachfolgend unter Hinweis auf die beigegebenen Abb. 1 bis 6 geschieht. Abb. 1 bringt ein Schaubild der nahezu vollendeten Halle, die Abb. 2 bis 6 stellen schematische Konstruktionsrisse dar.

## Halle.

Die Konstruktionslänge der Halle, welche 135 m beträgt, wird durch 13 Binder in eine gleiche Zahl Felder von 10 m und ein an der Giebeleinfahrt gelegenes Feld von nur 5 m Weite geteilt. Letztgenanntes und auch das am andern Freiende gelegene, äußerste Feld von 10 m Weite kragen über die beiden

Endbinder freitragend aus. Diese beiden Felder sind in ihrer Ausbildung von den 12 zwischen ihnen liegenden verschieden, wie weiter unten noch besprochen wird.

Der Querschnitt ab, Abb. 2, zeigt die Binderform. Es sind Fachwerk-Dreigelenkbinder mit dem Scheitelgelenk im Obergurt und den beiden Fußgelenken unter den Innengurten, die in Höhe Hallenfußboden liegen, in Anwendung gekommen. Die Binderschenkel sind lotrecht gestellt, während die Gurtstücke der mittleren, den Hallenraum überspannenden Binderteile Hälften von regelmäßigen Vielecken, nämlich des Achtseits im Obergurt und des Sechzehnseits im Untergurt sind. Die Hallenwände, Gefache aus Leichtsteinen mit Eiseneinlage, verlaufen in ihrem unteren 12 m hohen Teil in den Fluchten der lotrechten Innengurte, von da ab wechseln erstere in der Höhe eines Feldes, mit der entsprechenden Binderdiagonale gleichlaufend, nach den nächst höheren Knotenpunkten der Außengurte hinüber, die an der Dachtraufe liegen. Die Dachhaut,

Abb. 1.



Abb. 2.



Abb. 4.



Abb. 3.



Abb 5.

welche mit dem halben Achtseit des Obergurtes gleichmäßig verläuft, besteht aus Pappdach, Holzschalung und Holzsparren. Diese zunächst aus Konstruktionsgründen entstandene Unterschneidung des Daches durch die Wände gibt nebenher dem Hallenbau ein besonders wuchtiges Aussehen (Abb. 1).

Fachwerkgitterpfetten liegen in der First und nach beiden Seiten hin in jedem zweiten Knotenpunkt des Obergurtes. Erstere liegen in Ebenen, welche mit den Diagonalen der Vielseite zusammenfallen. Bei ik und weiterhin bei den 6 m tiefer gelegenen Knotenpunkten der Seitenwände dienen in wagerechter Ebene verlegte Fachwerkträger von ähnlicher Form wie diejenige der Pfetten zur Versteifung der Wände, vor welchen sie liegen. Pfetten und Versteifungsträger enden mit ihren Gurtungen stets bei den zugehörigen Knotenpunkten der Ober- und Untergurte der Binder und verhindern somit ein seitliches Ausweichen der Gurte.

Abb. 4, Ansicht gh, und Abb. 5, Dachgrundriß, lassen Art und Zahl der für den Hallenbau angeordneten Kreuzverbände erkennen. Das 10 m weit auskragende erste Hallenfeld erhielt eine von der abgestumpften Pyramide nur wenig abweichende Form, welche sich mit entsprechendem Abstand dem Bug des Luftkreuzers möglichst anpaßt und Eigengewicht und Winddruck in der Längsachse möglichst gering hält. In diesem Feld wirken die von 2 ausgehenden Kragstücke von Hauptwandgitterträgern als Konstruktionsgrundlage für das dort gebildete räumliche Fachwerk. Die Kopffläche der Pyramide enthält eine Lüftungsvorrichtung.

Das nur 5 m weit auskragende Endfeld der Giebeleinfahrt erweitert sich innen vom Binder 13 nach der Stirnseite hin konoidisch, um für die Einfahrt des Luftkreuzers eine dem Verlauf des Binderobergurtes entsprechende größere Öffnung zu gewinnen. Die Konstruktion dieses Feldes beruht auf der von 13 aus bewirkten Auskragung aller Längsträger der normalen Felder.

In den lotrechten 12 m hohen Seitenwänden der Halle dienen die Innengurte der Binder (Steifen) in Verbindung mit besonderen in Höhe ik und bei den Fußgelenken wagerecht verlaufenden Gurtungen nebst Diagonalen, die in jedem Binderfeld angeordnet sind, zur Ausbildung von Hauptwandgitterträgern,

die bei 2, 5, 8 und 11 aufruhen und von 2 und 11 aus wieder in die überkragenden Endfelder hineinragen (Abb. 1, 2 u. 4). Diese Hauptträger haben die Last des Gesamtbaues nach 2, 5, 8 und 11, den Standorten der Radwagen, zu übertragen.

Fünf leichte Kreuzverbände in den Feldern 1—2, 3—4, 6—7, 9—10 und 12—13 vervollständigen den Längsverband des Hallenbaues. Feste Tore wurden am Einfahrtgiebel der Halle nicht verwandt, obgleich ihre Erbauung keine Schwierigkeiten bereitet hätte. Nach Ansicht der Bauherrin genügte — besonders auch mit Rücksicht auf das Provisorium der Anlage — ein Abschluß der Einfahrtöffnung durch verschiebbares Segeltuch.

Drehscheibe.

Die Plattform der Drehscheibe, welche sich von der Einfahrt bis zum 10 m weiten Kragstück erstreckt, an welchem sie sich totläuft, hat bei 25 m Breite eine im Querschnitt an beiden Seiten nach oben gekröpfte Oberfläche, was ermöglicht, daß bei Sicherung des nötigen Raumes für die untere Laibung des Luftkreuzers an den Seiten Laufbrücken von 3,125 m Breite geschaffen werden, die 3,50 m über dem mittleren Fußboden liegen. Diese Höhenlage war vom betriebstechnischen Standpunkt aus erwünscht und sie gab zudem Gelegenheit, unter diesen Laufbrücken ausgedehnte Räume für Werkstätten, Lagerzwecke und das Betriebspersonal zu schaffen. Der mittlere Teil hat 12,50 m, die Aufkröpfung je 6,25 m Breite. In konstruktiver Beziehung besteht die Plattform aus Fachwerkquerträgern, die in den Binderebenen, also in 10 m Abstand voneinander liegen und deren besondere Form Abb. 2 erkennen läßt, weiterhin in der Längsrichtung aus drei mittleren gitterförmigen Längszwischenträgern von 2 m Höhe (innere Längsträger), endlich 2 gleichartigen Randträgern von 3,50 m Höhe und gleichmäßig 10 m Stützweite. Die Felderteilung beträgt $^1/_4 \cdot 25 = 6{,}25$ m. Diese Längsträger werden durch die Fußböden belastet, sie dienen aber zugleich dem in der Plattform verlegten Hauptwindverband als Steifen. In diesen Verband, welchem die Untergurte der Hauptträger als Gurtungen dienen, werden — vorwiegend durch die Binderfüße — die gesamten wagerechten Windkräfte des Hallenbaues übertragen (Abb. 6). Bei einer für lange Dauer berechneten Ausführung würde zweckmäßig der mittlere Teil des Plattformfußbodens in Fußbodenhöhe zu liegen kommen. Hier ist bei Umgehung hoher Kosten der sonst erforderlich werdenden Ausschachtungs- und Sicherungsarbeiten behelfsweise der Hallenfußboden im 5 m weiten Felde in einer schiefen Ebene herabgeführt und die Erdgleiche um etwa den nämlichen Betrag in gleicher Steigungsebene angehöht worden. Der Drehzapfen liegt in der Längsachse einseitig, denn er teilt die Gesamtlänge von 135 m in zwei Abschnitte von 65 und 70 m, wobei die zugespitzte Form des geschlossenen Giebels die beabsichtigte Nebenwirkung der Drehhalle als Wetterfahne erhöht, auf deren Erzielung von maßgebender Seite Wert gelegt wurde. Der Drehzapfen ist aus breitflanschigen Profilen erbaut und für die Zuleitung des Wasserstoffgases hohl ausgebildet worden; seine Einspannung in der Grundplatte erfolgt durch eine Eisenbetonkonstruktion (Abb. 7).

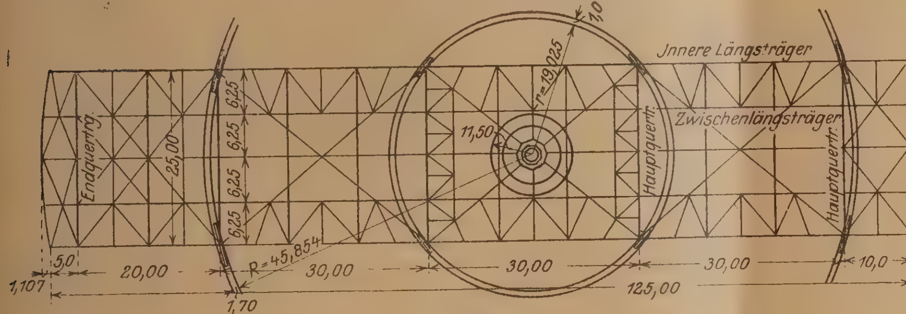
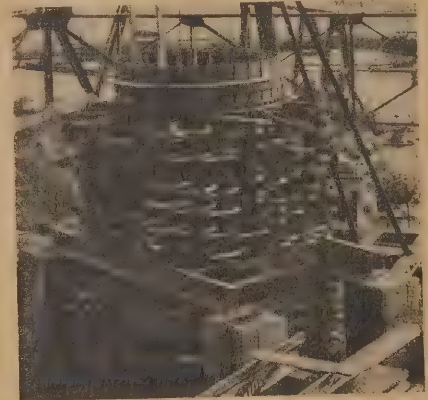


Abb. 6.

Für die Wahl von zwei Schienenringen kam in Frage die Minderung des Hallengewichtes in betriebstechnischer Beziehung und in ökonomischer, da der zu Festpreisen übernommene Auftrag des Hallenbaues Schienenverlegung und Grundbauten nicht einschloß. Wegen der Dringlichkeit der Ausführung mußte zudem mit den im Schwerkranbau s. Z. vorhandenen Radmodellen, die 1 m Dmr. aufwiesen, gerechnet werden. Die rechnungsmäßig vorhandene Last erforderte dabei für einen jeden der 8 Radsätze je 4 Räder. Eine größere Zahl als diese hätte bei Konstruktion der Wagen für weniger als 8 Lastpunkte zu Erschwerungen geführt. Die Breiten der Betonfundamente der Schienenkränze betragen 1 m beim inneren und 1,70 m beim äußeren Kranz, die Grundplatte des Drehzapfens weist 11,50 m Dmr. auf. Auf Längenausdehnungen war wegen des Spieles der Radkränze auf den Schienenköpfen keine Rücksicht zu nehmen.

Um die Berechnung nicht unnötig zu beschweren, kamen vorwiegend nur statisch einfache Systeme zur Verwendung mit Ausnahme der Hauptträger, die bei verschieden gestalteten Freienden als statisch unbestimmte Träger auf 4 Stützen berechnet wurden[1]).

Die rechnungsmäßig angenommenen Eigenlasten sind bei der Ausführung nicht immer eingehalten, sondern mehrfach überschritten worden. Darauf führt Verfasser das hier wie bei der Nordholzer Halle bemerkte Auswalzen der Schienenendigungen zurück, was durch geschweißte Schienenstöße sich hätte beseitigen lassen. Auch Deformationserscheinungen, die hier bei den Radkränzen bemerkbar waren, dürften die gleiche Ursache haben. Andere Schäden, auch solche betriebstechnischer Art, wurden nicht bemerkbar.


Abb. 7.

Der Bau erfuhr wertvolle Beratung und wärmste Förderung durch den Vertreter der Auftraggeberin, Baurat Janisch. Der Entwurf der Bewegungsvorrichtung verblieb bei der Firma Steffens & Nölle, während der baureife generelle Entwurf aller Konstruktionen mit ihren umfänglichen Berechnungen vom Verfasser und seinen Mitarbeitern in der arbeitsfreudigen Vorkriegszeit in nur vier Wochen fertiggestellt wurde.

Gesamtgewicht ausschl. des Fahrwerkes und Eiseneinlage des Zapfens 697 t.

Zum Schluß darf bemerkt werden, daß die Erbauer der Doppelhalle in Nordholz, wie eine Gegenüberstellung der Beschreibung beider Hallenbauten ergibt, in prinzipieller Beziehung mit dem Verfasser gleiche Wege beschritten.

[1]) W. L. Andrée bespricht in seiner Statik des Eisenbaues 1917 und im Eisenbau vom 12. 1. 1920 die hier beschriebene Konstruktion unter der Voraussetzung der starren Verbindung der Binder und Querträger zu Steifrahmen.

# DER ZEISSISCHE STEREOPLANIGRAPH.

*Von Dr. O. v. Gruber, Jena.*

Die Verwendung von Photographien aus Luftfahrzeugen zur Herstellung von Karten und Plänen ist ein Problem, dessen erste Lösungen schon Jahrzehnte zurückliegen. Die dabei notwendigen Arbeitsvorgänge stellten aber bis vor kurzer Zeit ein Hindernis für eine wirtschaftliche Anwendung dar.

Aufnahmen aus der Luft sind Aufnahmen ohne festen Standpunkt und ohne feste Orientierung. Daher sind alle die geodätischen Hilfsmittel, welche das Aufnehmen vom Boden aus vereinfachen, nicht anwendbar. Das Problem zerfällt in zwei Hauptaufgaben:

1. Orientierung der Aufnahmen, einschließend die Bestimmung des Aufnahmeortes, der Aufnahmerichtung und besonderen Lage der Platte,

2. Bestimmung und kartographische Aufzeichnung der Lage von Geländepunkten, Aufzeichnung von Geländelinien und insbesondere Herstellung von Höhenschichtenplänen.

Für eine wirtschaftliche Lösung dieser beiden Hauptaufgaben ist die Konstruktion von Hilfsgeräten unerläßlich, welche die Rechen- und Zeichenarbeiten auf ein Minimum reduzieren. Der Zeissische Stereoplanigraph ist ein solches Auswertegerät, das beide Aufgaben optischmechanisch zu lösen gestattet.

Jede Lösung des Problems geht von der Tatsache aus, daß eine Photographie der Schnitt eines Strahlenbündels mit der Ebene der photographischen Platte ist. Von den verschiedenen Objektpunkten ausgehende Lichtstrahlen werden durch das Objektiv der Kammer zu einem Bündel vereint, Die einzelnen Bildpunkte stellen Schnittpunkte der Strahlen des Bündels mit der Platte dar. Kennt man die Lage der Platte gegenüber dem Objektiv (Projektionszentrum), so kann man das ursprüngliche Strahlenbündel wiederherstellen. Die Aufgabe der Orientierung einer Aufnahme besteht dann darin, das Strahlenbündel im Raume so zu drehen und zu verschieben, bis Strahlen, welche von bekannten Punkten im Gelände ausgingen, auch wieder durch diese Punkte hindurchgehen. Zur Kartenherstellung genügt im allgemeinen eine einzelne Aufnahme nicht, sondern es müssen wenigstens zwei Aufnahmen, von verschiedenen Aufnahmeorten aus aufgenommen, vorhanden sein. Strahlen, welche bei der Aufnahme von einem Punkte ausgehend auf den beiden Platten die Bilder des Punktes erzeugten, müssen bei der Kartenherstellung als Strahlen der wiederhergestellten Strahlenbündel sich in einem Punkte schneiden. Ihr Schnittpunkt ist dann der Ort des gesuchten Geländepunktes.

Die Konstruktionen der verschiedenen Auswertegeräte für eine automatische Kartierung photogrammetrischer Aufnahmen unterscheiden sich durch die Art, wie die Strahlenbündel dargestellt werden:

a) Die Lichtstrahlen zwischen Geländepunkt, Objektiv und Platte werden für die ganze Erstreckung ihres Weges durch mechanische Konstruktionselemente verkörpert, d. h. entweder als im Raume bewegliche Lenker oder nach vorhergehender Projektion in passend gewählte Rißebenen als Lineale (Typ des v. Orel-Zeissischen Stereoautographen).

b) Die Lichtstrahlen erscheinen nur auf einem Teil ihres Weges mechanisch verkörpert, in der Regel zwischen Objektpunkt und Objektiv, im übrigen aber als Lichtstrahlen, d. i. zwischen Objektiv und Platte (Typ des Hugershoff-Heydeschen Autokartographen).

c) Die Lichtstrahlen werden für ihren ganzen Weg wieder als Lichtstrahlen hergestellt (Typ des Zeissischen Stereoplanigraphen).

Die Firma Carl Zeiss hat zwischen den Jahren 1909 und 1923 Beispiele für jede dieser Möglichkeiten durchkonstruiert und nach dem ersten Prinzip den v. Orel-Zeissischen Stereoautographen in der vereinfachten Ausführung für Boden- und wenig geneigte Luftaufnahmen gebaut, für die Lösung der besonderen Aufgaben der Luftphotogrammetrie aber das dritte Konstruktionsprinzip als das leistungsfähigste erkannt und danach im Frühjahr 1923 den Stereoplanigraphen fertiggestellt.

Die Grundidee für die Konstruktion des Stereoplanigraphen geht auf eine von Th. Scheimpflug im Jahre 1896 erfaßte Idee zurück. Dieser stellte sich die Aufgabe, den Strahlengang, wie er bei der Aufnahme bestanden hatte, umzukehren, d. h. die entsprechend orientierten Bilder mit Hilfe von Projektionsapparaten in den Raum zu projizieren und die Schnittpunkte entsprechender Strahlen auf einem im Raume beweglichen Schirm festzustellen und zu kartieren. Alle Schnittpunkte entsprechender Lichtstrahlen stellen dabei in ihrer Gesamtheit ein räumliches Modell des Objektes dar. Dieses kann durch einen horizontierten Schirm in beliebigen Höhen geschnitten werden. Die Schnittlinien geben dann die Höhenschichten. Gibt man außerdem den beiden Projektionszentren einen geringeren gegenseitigen Abstand als bei der Aufnahme, so geben die Schnittpunkte der Lichtstrahlen ein entsprechend verjüngtes Modell des Objektes.

Die Verwirklichung dieser Idee hängt im wesentlichen von der Lösung einer Schwierigkeit ab.

Bei der Aufnahme ist das Gelände von der aufnehmenden Kammer ,,sehr weit'' entfernt. Die scharfe Abbildung des Geländes findet also auf der in der Brennebene des Objektives gelegenen Platte statt.

Bei der Projektion im verjüngten Maßstab befindet sich der Schirm nicht mehr in ,,sehr großer'' Entfernung vom projizierenden Objektiv, sondern in der auf den Kartenmaßstab reduzierten Entfernung des Geländes. Diese Entfernung wechselt bei Schrägaufnahmen von Punkt zu Punkt, aber auch bei Senkrechtaufnahmen mit dem Kartenmaßstab und mit der relativen Höhe über dem Gelände, d. h. also auch von Höhenschichtlinie zu Höhenschichtlinie. Ohne eine besondere Einrichtung ist daher für die verschiedenen Lagen des Schirmes keine scharfe Projektion zu erreichen.

Diese Hauptschwierigkeit wurde von dem Erfinder des Stereoplanigraphen, Dr. Ing. Bauersfeld, durch Konstruktion eines Linsensystemes von veränderlicher Brennweite überwunden. Das System besteht aus mehreren Linsen, von welchen wenigstens eine in der optischen Achse des Systemes verschiebbar ist. Dieses Zusatzsystem wird zwischen dem Objektiv der Kammer und dem Projektionsschirm angebracht und seine Brennweite entsprechend dem Abstand zwischen Aufnahmeort und Schirm automatisch durch eine Kurvenstange geregelt. Eine wesentliche Eigenschaft des Systemes besteht darin, daß der dem Schirm zugekehrte Hauptpunkt bei der Änderung der Brennweite seine Lage im Raume nicht ändert und daß das System selbst um diesen Hauptpunkt schwenkbar ist. Dadurch ist erreicht, daß das Bild stets scharf auf einen Schirm projiziert wird, der sich am Kartenort des Objektes befindet, und daß Projektionsfehler vermieden sind.

Die übrigen Schwierigkeiten in der Durchführung der Grundidee sind untergeordneter Natur. Wollte man die beiden Kammern, in welche die Bilder eingelegt werden, auf die im Kartenmaßstab verjüngte gegenseitige Entfernung bringen, so entsteht sehr häufig Raummangel. Ist es dennoch möglich, so müßten die beiden Bilder auf denselben Schirm projiziert werden und es entsteht die Schwierigkeit, unter den wirr aufeinander projizierten Punkten, Linien und Flächen zusammengehörige Elemente zu ermitteln und ihr Zusammenfallen in der Schirmebene zu konstatieren. Beide Schwierigkeiten werden bei der Konstruktion des Stereoplanigraphen durch die Anwendung stereoskopischer Betrachtung und stereo-

skopischer Meßmarken gelöst. Jeder Projektion ist eine eigene Meßmarke zugewiesen. Jedes Bild wird auf die zugehörige Meßmarke scharf projiziert. Zur Beobachtung des Zusammenfallens der Projektion eines Bildpunktes mit der zugehörigen Meßmarke dient ein Doppelmikroskop mit binokularer Betrachtungsmöglichkeit. Dabei ist es nun nicht mehr notwendig, daß die beiden Kammern in einem

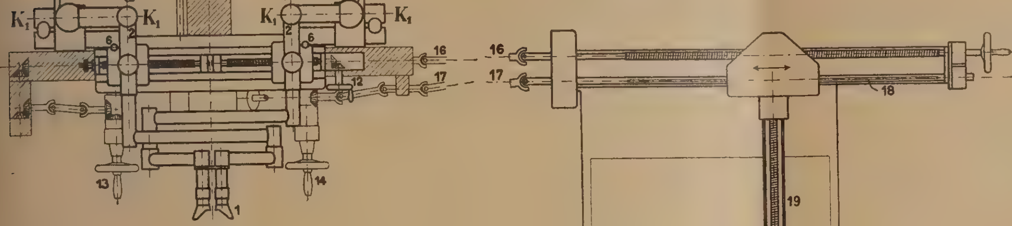



**Abb. 1.** Draufsicht.

A und B Bildträger, P und Q Meßmarken, $K_1 K_1$ Kardanachsen, 1 Betrachtungzsystem, 2 Markenträger, 3 Lenker, 4 Lenkerführungsstück, 5 Zusatzsystem, 6 Einstellung der Doveprismas, 7 Einstellung der Verschwenkung, 8 Einstellung der Verkantung, 9 Einstellung der Neigung, 10 Einstellung der Verschiebung $AA_1$, 12 Einstellung der Verschiebung $PP_1$ 13 X-Kurbel, 14 Y- oder Z-Kurbel, 16 Übertragung X, 17 Übertragung Y oder Z.

Abstand gleich der verjüngten Aufnahmebasis stehen, sondern sie können in beliebiger gegenseitiger Entfernung befestigt sein, wenn nur die Differenz zwischen ihrem

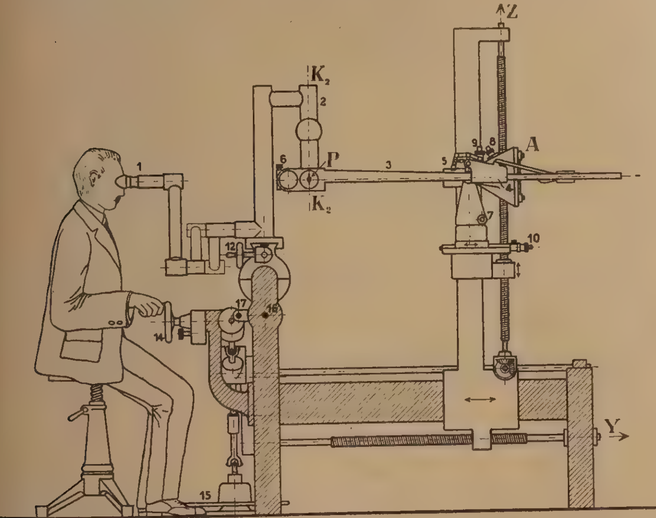



**Abb. 3.** Seitenansicht. 1 Betrachtungssystem, $K_2 K_2$ Kardanachse, 2 Markenträger, P Meßmarke, 3 Lenker, 4 Lenkerführungsstück, 5 Zusatzsystem mit Einstellung, 6 Einstellung des Doveprismas, A Bildträger, 7 Einstellung der Verschwenkung, 8 Einstellung der Verkantung, 9 Einstellung der Neigung, 10 Einstellung der Verschiebung $AA_1$, 12 Einstellung der Verschiebung $PP_1$, 14 Y- oder Z-Kurbel, 15 Fußscheibe für Y oder Z, 16 Übertragung X, 17 Übertragung Y oder Z.

Abstand und dem Abstand der beiden Meßmarken als Vektor stets gleich der verjüngten Aufnahmebasis ist. Strahlenschnittpunkte zeigen sich nun dadurch, daß die beiden Meßmarken mit den beiden Projektionen der Bilder des Punktes zusammenfallen. Bei binokularer Betrachtung erscheinen sowohl die beiden Marken wie die beiden Bilder als räumliche Gebilde und der Eindruck ist daher der, daß sich die räumlich gesehene Meßmarke mit dem räumlich gesehenen Punkte deckt.

Um diese Deckung für die verschiedenen Punkte erreichen zu können, müssen die beiden Marken gemeinsam im Raume gegenüber den beiden Kammern verschiebbar sein. Diesem Zwecke dient ein räumliches Kreuzschlittensystem, das eine relative gemeinsame Verschiebung der Marken gegenüber den beiden Kammern gestattet. Damit nun der Grundriß des Modelles der Landschaft gezeichnet werden kann, ist das räumliche Kreuzschlittensystem so orientiert, daß zwei seiner Bewegungen stets parallel zur Kartenprojektionsebene erfolgen. Die dritte Bewegung stellt dann eine Verschiebung in der Höhe dar. Die beiden Grundrißbewegungen werden auf einen Koordinatographen übertragen, dessen Stift die Karte zeichnet, während die Höhe an Meßwerken abgelesen wird.

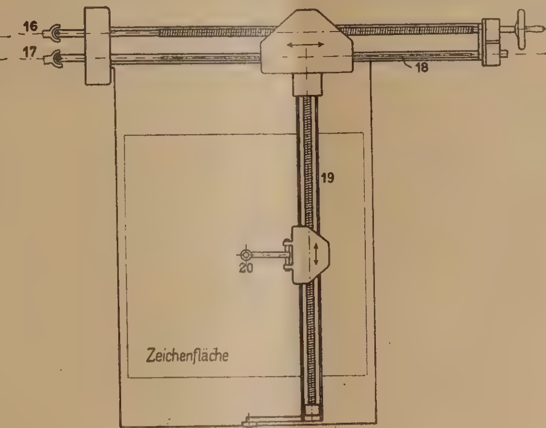



**Abb. 2.** Zeichentisch. 16 Übertragung X, 17 Übertragung Y oder Z, 18 Leitwelle, 19 Verschiebbarer Arm, 20 Zeichenstift.

Fig. 1, 2 u. 3 zeigen schematisch den Aufbau des Stereoplanigraphen, während Abb. 4 eine Gesamtansicht gibt. A und B sind die beiden Kammern, in welche die Platten in gleicher Lage eingelegt werden, wie ihre Stellung gegenüber dem Objektiv bei der Aufnahme war. Die beiden Kammern sind einzeln kippbar und verschwenkbar und können außerdem um ihre eigenen optischen Achsen verkantet werden, so daß sie gegenüber der Kartenprojektionsebene und gegeneinander gleich orientiert werden können wie bei der Aufnahme. P und Q sind die beiden Meßmarken. Sowohl die beiden Kammern wie die beiden Meßmarken sind unter einander je zu einem nur gemeinsam beweglichen System auf je einem Träger verbunden. Die Einstellung der verjüngten Aufnahmebasis erfolgt durch eine einmalige gegenseitige Verstellung der Kammern bzw. Marken auf ihren Trägern. Beide Träger sind relativ zu einander beweglich. Die absoluten Bewegungen sind dabei aus konstruktiven Gründen so verteilt, daß das Markenpaar auf dem Kreuzschlittensystem X, Y, Z die Bewegung in der X-Richtung, das Kammernpaar die beiden anderen Bewegungen ausführt. Jede dieser Bewegungen wird durch Spindeln eingeleitet, die ihren Antrieb von zwei Handrädern und einer Fußscheibe (15) erhalten. Durch die

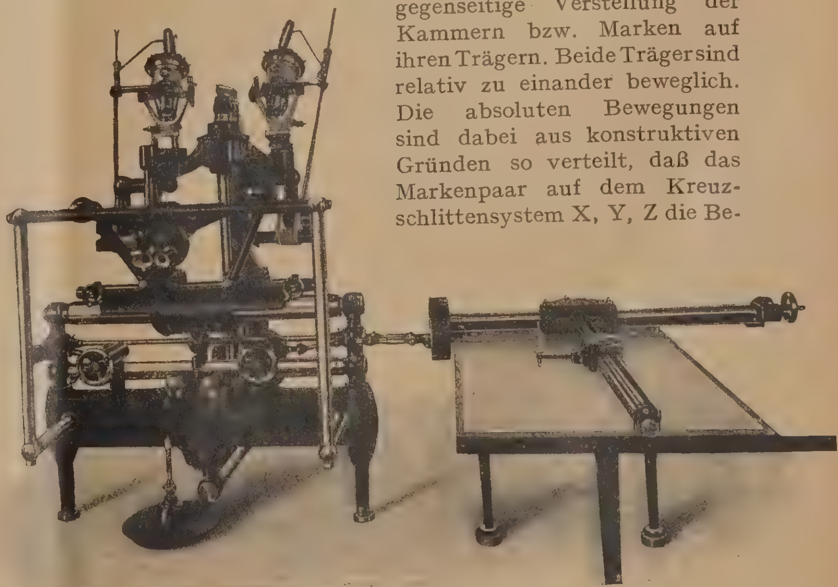


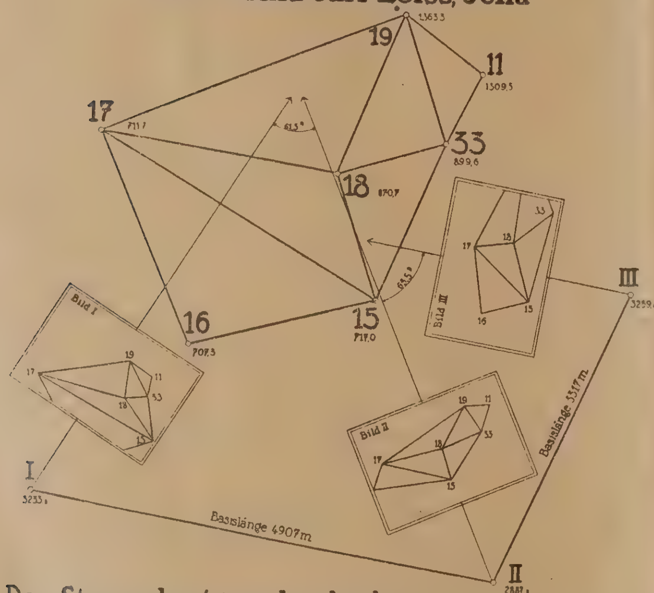
Abb. 4. Stereoplanigraph.

beiden Handräder (13 u. 14) wird außerdem der Stift (20) des Koordinatographen auf dem Zeichentisch angetrieben.

Den Kammerobjektiven vorgeschaltet sind die beiden Zusatzsysteme (5). Ihre Einstellung auf richtige Brennweite erfolgt durch die beiden Kurvenstangen (3), welche außerdem die Zusatzsysteme so schwenken, daß ihre optischen Achsen ungefähr auf die zugehörigen Marken gerichtet sind.

An die beiden Marken P und Q schließen sich die beiden Mikroskope (1, 2). Sie dienen dazu, um die Marken gleichzeitig mit den darauf projizierten Bildern zu betrachten. Damit nun die im durchfallenden Licht betrachteten Projektionen stets beleuchtet erscheinen, muß die Blickrichtung jedes Mikroskopes stets auf die Luke des zugehörigen Zusatzsystemes gerichtet sein. Dies wird dadurch ermöglicht, daß der erste Teil jedes Mikroskopes aus einem optischen Kardangelenk besteht, welches beliebige Blickrichtungen in feste Richtungen überzuführen gestattet. Damit die Drehungen des optischen Kardanes kein Stürzen der Bilder für den Betrachter hervorrufen, werden diese Wirkungen durch ein zwischengeschaltetes Dovesches Prisma wiederaufgehoben. Damit weiter der Beobachter trotz der Bewegung der Marken

**Anwendungsmöglichkeiten des Stereoplanigraph der Firma Carl Zeiss, Jena**




**Der Stereoplanigraph erlaubt:**

1. diese Schrägaufnahmen paarweise stereoskopisch zu betrachten und davon eine Karte herzustellen oder
2. aus derartigen Bildern ein vorhandenes spärliches Fixpunktnetz so zu verdichten, daß es zur Orientierung von Senkrechtaufnahmen genügt, auch
3. aus Senkrechtaufnahmen eine Karte herzustellen, die im Gegensatz zu der aus Schrägaufnahmen gewonnenen Karte unter allen Umständen lückenlos ist und noch größere Genauigkeit aufweist.

Abb. 5.

in Ruhe bleiben kann, stellen die beiden Mikroskope in ihrem zweiten Teil ein Scherensystem dar, das die gleichgerichteten, aber bewegten Blicklinien in feststehende überführt. Das optische Kardan erhält seine Richtungseinstellung durch die gleichen Kurvenstangen (3), welche auch der Einstellung der Zusatzsysteme dienen.

Die erreichbare Meßgenauigkeit hat mit den Einrichtungen des Doppelmikroskopes nichts zu tun. Sie hängt ausschließlich davon ab, daß die Bilder ohne Projektionsfehler auf die Meßmarken projiziert werden und daß die Bewegungen zwischen dem Kammernträger und dem Meßmarkenträger einwandfrei auf den Koordinatographen übertragen bzw. an Meßwerken abgelesen werden können. Fehler in der Justierung der Mikroskope hätten dagegen nur Unbequemlichkeiten für die Betrachtung, nicht aber Meßfehler zur Folge. Die Meßgenauigkeit hängt demnach ausschließlich von der richtigen Ausführung des Zusatzsystemes und des räumlichen Kreuzschlittensystemes ab.

Der Stereoplanigraph ist für alle möglichen Fälle der










Abb. 6. Schrägaufnahmen zu Abb. 5.

Photogrammetrie aus der Luft und vom Boden aus konstruiert:

a) Der Neigungs- (Kippungs-) Winkel für die einzelne Aufnahme ist beliebig wählbar. In Abb. 1 u. 3 sind die beiden Kammern mit horizontal gerichteten optischen Achsen gezeichnet. In dieser Stellung der Kammern können aber nach Wahl Aufnahmen mit horizontalen oder mit lotrechten optischen Achsen ausgearbeitet werden. Die Kammernachsen stehen nämlich parallel zur XY-Ebene und normal zur XZ-Ebene. Man hat also bei horizontal gerichteten Aufnahmen die XY-Ebene als Kartenprojektionsebene zu wählen, bei Senkrechtaufnahmen die XZ-Ebene. Eine Umschaltung erlaubt die entsprechenden Bewegungen mit den Bewegungen

der Handräder und damit zugleich mit dem Koordinatographen zu kuppeln, während jeweils die dritte Bewegung, welche einer Änderung der Höhe entspricht, durch die Fußscheibe betätigt wird. Liegen Schrägaufnahmen vor, so können diese entweder bei geringerer Neigung der optischen Achsen wie Aufnahmen mit horizontalen Achsen, oder bei stärkerer Neigung wie Senkrechtaufnahmen behandelt werden, wobei im Grenzfall eine Behandlung sowohl in der einen wie in der anderen Weise möglich ist.

b) Das Azimut der einzelnen und die Azimutdifferenzen zweier Aufnahmen sind innerhalb sehr weiter Grenzen beliebig wählbar. Die Schwenkachsen der Kammern lassen an sich innerhalb sehr weiter Grenzen die Einstellung beliebiger Richtungswinkel der Kammern zu. Die praktische Ausnützung dieses Umstandes wird aber durch zwei Umstände erst möglich. Erstens ist die Möglichkeit vorhanden, die Aufnahmebasis in einer Größe einzustellen, die gleich oder größer sein kann als der Abstand eines Geländepunktes von der Basis. Zweitens gibt das Konstruktionsprinzip auch in diesen Fällen noch die Möglichkeit zu stereoskopischer Beobachtung. Der stereoskopische Effekt ist nämlich beim Stereoplanigraphen und bisher auch nur bei diesem in besonders weiten Grenzen vorhanden, weil die Betrachtung nicht gegenüber den Bildern vom Aufnahmeort aus erfolgt, sondern die Projektion auf die Meßmarken am Ort des Objektes im Kartenmaßstab beobachtet wird. Infolge der Projektion erscheinen alle Objekte auf der Meßmarke im Kartenmaßstab, also alle in der Natur gleich großen Dinge auch hier gleichgroß, unabhängig davon, ob sie dem Aufnahmeort nahe oder fern gelegen hatten. Sehr wesentlich ist dabei aber der Umstand, daß auch die Meßmarken gleichzeitig mit der Landschaft stereoskopisch erscheinen. Der stereoskopische Eindruck wird noch durch eine weitere Einrichtung bedingt: Damit stereoskopischer Effekt eintritt, ist es notwendig, daß für die Betrachtung auf den Bildern zusammengehörige Kernstrahlen parallel zur Verbindungslinie der beiden Augen des Beobachters erscheinen. Die Richtung der Kernstrahlen ist von der Lage der Aufnahmebasis im Raume völlig unabhängig, sie ist nur durch die gegenseitige Orientierung der beiden Aufnahmen bedingt. Um die Kernstrahlen dem Beobachter stets parallel zu seiner Betrachtungsbasis erscheinen zu lassen, werden die Bilder in den Mikroskopen durch die auch für andere Zwecke vorhandenen Doveprismen entsprechend gestürzt.

Durch diese Einrichtungen wird bewirkt, daß ein Stereoeffekt auch dann noch eintritt, wenn die Zielrichtungen sich im rechten Winkel schneiden und ein Objekt vom einen Aufnahmeort doppelt so weit entfernt lag als vom anderen.

c) Der Maßstab für die Kartendarstellung ist innerhalb sehr weiter Grenzen beliebig wählbar. Für Senkrechtaufnahmen z. B. liegen diese Grenzen zwischen dem 10-fachen mittleren Bildmaßstab und seinem fünften bzw. fünfundzwanzigsten Teil. Diese große Freiheit in der Wahl des Kartenmaßstabes ist dadurch erreicht, daß die Zeichenvorrichtung als Koordinatograph von der übrigen Maschine gelöst ist und darauf nur die Abschnitte der Bewegungen der Maschine übertragen werden müssen, welche für die Darstellung gerade benötigt werden. Bei dieser Übertragung der Bewegungen von der Maschine auf die Zeicheneinrichtung können ihre Übersetzungsverhältnisse durch Zwischenschaltung auswechselbarer Zahnräder geändert werden. Zu der Wahlfreiheit hinsichtlich des Basismaßstabes in der Maschine kommt also die Auswahl in der Übersetznug. Beides bewirkt die weiten Grenzen. Die Möglichkeit des Austausches der Übersetzungen erlaubt aber auch Profile mit Überhöhung zu zeichnen. Weiter ist die Einrichtung so getroffen, daß an den einen Zeichentisch noch ein zweiter angeschlossen werden kann, der eine zweite Karte, in gleichem oder in anderem Maßstab gleichzeitig zu zeichnen erlaubt. Schließlich besteht die Möglichkeit, durch eine einfache Umschaltung anstatt des Positives einer Karte deren Negativ, d. h. eine Druckplatte, unmittelbar zu zeichnen.


Abb. 7. Stereobild zum Kartenausschnitt Abb. 8.

Dadurch daß am Stereoplanigraphen sowohl für eine einzelne Aufnahme wie auch für Paare von Aufnahmen die Beziehungen zwischen den Bildpunkten auf den Platten und der Lage des

Objektpunktes optisch-mechanisch, und zwar vollständig hergestellt werden, können mit dem Instrument beide Hauptaufgaben der Photogrammetrie aus Luftfahrzeugen ohne Rechenarbeit gelöst werden.

Die Orientierung der Aufnahmen erfolgt entweder für jedes Bild einzeln nach einem Netz gegebener Punkte durch systematische Variation der Orientierungselemente oder dadurch, daß die beiden Bilder zunächst nur gegenseitig orientiert werden ohne Rücksicht auf Maßstab und Lot und nachträglich eine gemeinsame Orientierung nach dem Lot und eine Einstellung des Maßstabes erfolgt. Letzterer Weg ist insbesondere für die Orientierung von Senkrechtaufnahmen wichtig, da bei diesen die Verhältnisse für den einzelnen räumlichen Rückwärtseinschnitt außerordentlich ungünstig liegen, so daß auch eine rechnerische Behandlung diesen Weg wählen müßte, um zu brauchbaren Ergebnissen zu gelangen. Während aber für eine Berechnung der gemeinsamen Orientierung eines Paares von Senkrechtaufnahmen eine Arbeit von mehreren Tagen erforderlich ist, erlaubt der Stereoplanigraph diese Orientierung in der Zeit von 1½ bis 2 Stunden vorzunehmen.

Die Herstellung der Karten kann nach Belieben aus Schräg- oder aus Senkrechtaufnahmen erfolgen. Schrägaufnahmen haben den Vorteil, daß auf jeder Aufnahme eine sehr große Fläche zu übersehen ist. Zu ihrer Orientierung genügt also ein verhältnismäßig spärliches Netz von Fixpunkten. Der Nachteil der Schrägaufnahmen liegt in der geringen Einsicht in die Einzelheiten des Geländes. Lücken sind in Karten aus Schrägaufnahmen regelmäßig wegen der sichttoten Räume vorhanden, abgesehen davon, daß es mit der zunehmenden Entfernung immer schwieriger wird, den Charakter der gesehenen Bildpunkte richtig zu deuten. Dagegen geben Senkrechtaufnahmen eine ausgezeichnete Einsicht in das Gelände. Einzelheiten sind auch in stark bebautem Gelände mit Sicherheit zu erkennen, Wege auch durch Wälder zu verfolgen, sichttote Räume nicht vorhanden. Der Nachteil der Senkrechtaufnahme liegt in ihrer geringen Übersicht. Bei mittlerer Flughöhe enthält eine Platte nicht viel mehr als 1 km² und erst bei allerhöchsten Flughöhen sind Flächen von etwa 4 bis 5 km² auf dem einzelnen Bild dargestellt. Infolgedessen ist das zur Orientierung von Senkrechtaufnahmen benötigte Fixpunktnetz sehr engmaschig, bei mittleren Flughöhen alle 400 m einen Punkt.

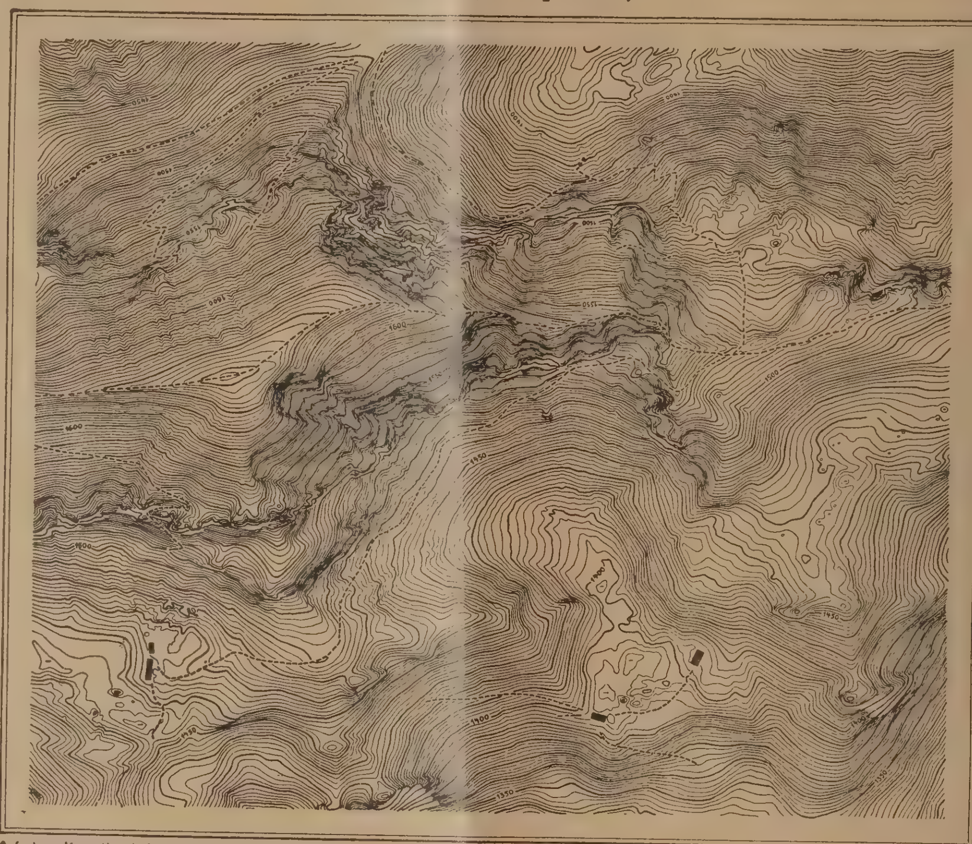
Die praktischen Arbeiten am Stereoplanigraphen haben nun gezeigt, daß mit seiner Hilfe eine Verbindung von Schräg- und Senkrechtaufnahmen in zweckmäßiger Weise hergestellt werden kann. Abb. 5 zeigt in schematischer Darstellung ein durchgeführtes Beispiel. Schrägaufnahmen (Abb. 6) wurden nach einem vorhandenen spärlichen Festpunktnetz orientiert und paarweise zu Standlinien vereinigt. Diese Schrägaufnahmen sind in sehr großen gegenseitigen Entfernungen gemacht, ihre Richtungen sind entsprechend stark konvergent. Mittelst dieser Aufnahmen wurde das Fixpunktnetz so verdichtet, daß einzelne auf den Senkrechtaufnahmen erkennbare kleine Büsche, Bäume, Hausecken und dergleichen nach Lage und Höhe mit Hilfe des Stereoplanigraph festgelegt wurden. Diese Lagebestimmung der Hilfspunkte gestaltet sich gerade wegen der großen Basislängen und der entsprechend günstigen Schnitte der Zielstrahlen ausreichend genau, so daß nach dem durch die Hilfspunkte verdichteten Netz die Senkrechtaufnahmen orientiert und nach ihnen die Karte, und zwar lückenlos, hergestellt werden konnte. Abb. 7 gibt das Stereobild eines der hierbei verwendeten Paare von Senkrechtaufnahmen, Abb. 8 einen zugehörigen Ausschnitt aus der Karte.

Das Beispiel zeigt die besondere Leistungsfähigkeit des Stereoplanigraphen, der die Photogrammetrie aus Luftfahrzeugen von jeder Einschränkung hinsichtlich Aufnahmerichtung und Basislänge tatsächlich frei macht.

Ausschnitt aus der Flugaufnahme

**Benediktenwand-Ost**

(Stangeneck, Quenger-Alm)



Aufnahme: Konsortium Luftbild-Stereographik, München

Ausarbeitung: Carl Zeiss, Jena. nach Senkrecht-Aufnahmen aus 3220 m Höhe mit Stereoplanigraph Nr. 19212

**Masstab 1:2500**

0 100 200 300 400 m

Höhenschichtenabstand 2 m

Abb. 8.

---

# VERSETZEN EINES BAUWERKES MITTELS SCHWIMMKRANES.

*Von Dipl.-Ing. S. Kiehne, Kiel, Oberingenieur der Deutschen Werke A.-G., Werft Kiel.*

Bei der Neuverlegung eines zweiten Durchfahrgleises vor den Trockendocks V und VI der Deutsche Werke Aktiengesellschaft, Werft Kiel, stellte es sich heraus, daß die am Kopfe der Docks eingebauten, elektrisch angetriebenen Spills im Wege waren. Die

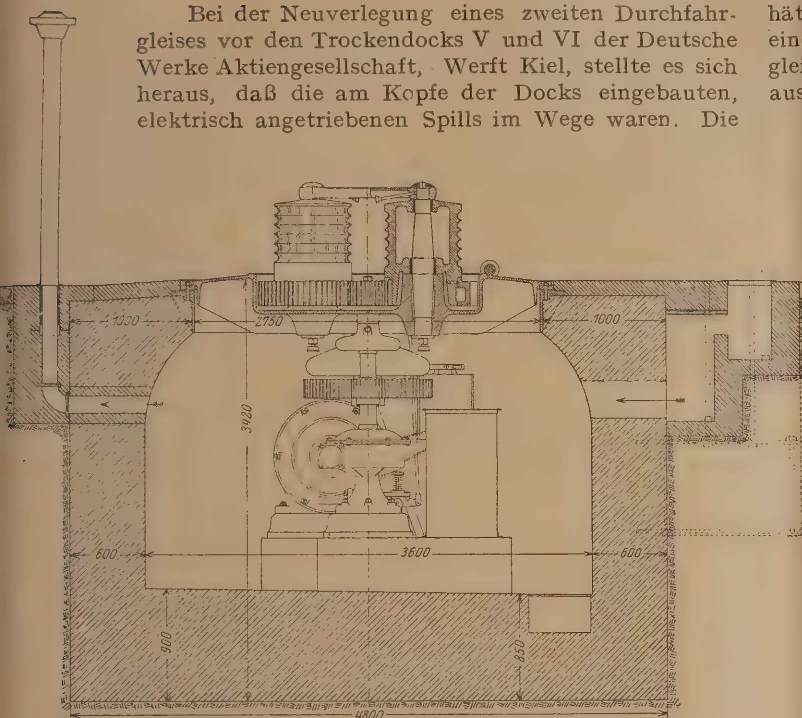
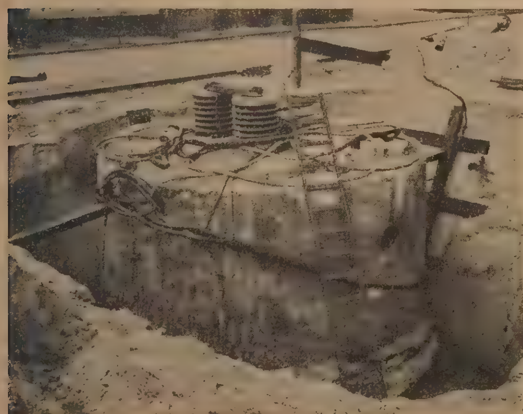


Abb. 1. Querschnitt durch das elektrische Spill.

Spills sind in einem Schacht aus Stampfbeton eingebaut. Das Bauwerk hat einen äußeren Durchmesser von 4,80 m, eine Wandstärke von 0,60 m, eine Betonsohle von 0,90 m Dicke und ist insgesamt 3,40 m tief (Abb. 1).

Um die Durchführung des neuen Gleises zu ermöglichen, dachte man zunächst daran, die nach dem Dock zu gelegene Seitenwand der Spillkammer zu durchbrechen und den Maschinenraum durch Aufführen einer neuen Betonmauer zu vergrößern,


Abb. 3. Baugrube.

sodaß die Maschine um das erforderliche Maß von 1,85 m nach dem Dock zu verschoben und neu vergossen werden konnte. Das Eisenbahngleis hätte in diesem Falle mittels eiserner Träger über die Spillkammer hinweggeführt werden müssen. Infolge der hohen Materialpreise für den Neubau hätte diese Lösung große Kosten verursacht und außerdem eine längere Unterbrechung des benachbarten Bedienungsgleises für die Docks durch die darauf lagernden Bodenaushubmassen zur Folge gehabt.

Man entschloß sich daher, das Bauwerk im ganzen mit Hilfe des 150 t-Schwimmkranes der Deutsche Werke Aktiengesellschaft, Werft Kiel, um 1,85 m zu verschieben. Der gute Zustand des Stampfbetons machte ein schnelles Gelingen der Arbeit wahrscheinlich. Der Baugrund bestand aus aufgefülltem Sand. Das fast dauernde Trockenliegen der Docks hatte eine Senkung des Grundwasserspiegels zur Folge, so daß beim Ausheben der Baugrube ein Wasserandrang nicht auftrat. Das Gewicht des gesamten Bauwerkes mit 40 m³ Beton einschließlich der Maschine wurde auf 90 t geschätzt. Die Stellung des Schwimmkranes zu dem Bauwerk geht aus der Abbildung 2 hervor. Die zulässige Ausladung des Schwimmkranes bei einer angenommenen Belastung von 100 t beträgt 26,3 m von Mitte Kransäule. Infolge der bogenförmigen Ausbildung des Dockkopfes konnte der Schwimmkran nur soweit an das zu versetzende Bauwerk herangebracht werden, daß sich ein Abstand von Mitte Kransäule bis Mitte Spillfundament von 30,30 m ergab. Es war also nicht möglich, das Bauwerk senkrecht anzuheben und senkrecht in die neue Lage abzusetzen, sondern es mußte in die neue Lage schräg geschleift werden. Der Bauvorgang war folgender: Die beiden starken Stropps des Kranes wurden unter der Fundamentsohle hindurchgezogen und in dem oberen Teil durch ein ringförmiges Seil miteinander verbunden, welches verhüten sollte, daß das Bauwerk bei dem Schrägeziehen umkippte.

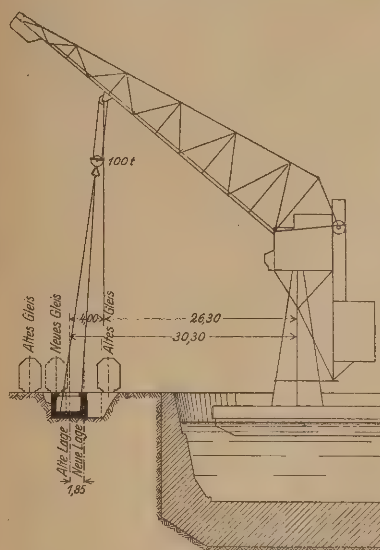


Abb. 2. Stellung des Schwimmkranes zum Spill.


Abb. 4. Gesamtübersicht.

Die Spillkammer konnte vorher nicht in ihrem ganzen Umfange freigelegt werden, da das einzige Durchfahrgleis, welches in Betrieb bleiben mußte, in unmittelbarer Nähe des Fundamentes vorbeiführte. Es war nur eine kurze Unterbrechung innerhalb der Zugpausen zulässig. In dieser Zeit mußte das Bauwerk verschoben und zum großen Teil neu hinterfüllt werden.

Abb. 3 zeigt die Baugrube, Abb. 4 die Stellung des Kranes kurz vor der Verschiebung.

Die Verschiebungsarbeiten vollzogen sich in wenigen Minuten, der aktive Erddruck des auf der einen Seite nachrutschenden Erdreichs kam der Arbeit zustatten. Das infolge des schrägen Zuges erwartete plötzliche Vorwärtsschwingen des Bauwerkes blieb aus, da der Erdboden unter der Sohle bremsend wirkte. Das Bauwerk bewegte sich langsam und gleichförmig an seinen neuen Platz, durch Nachlassen des Kranzuges war ein Abstoppen der Bewegung jederzeit möglich. Eine im letzten Augenblick eintretende Drehung konnte mittels der Verholspills des Schwimmkranes schnell beseitigt werden. Die am Kran gemessene Nutzlast betrug 88 t. Nachdem das Bauwerk in seiner neuen Lage wieder senkrecht ausgerichtet war, wurden die Stropps unter dem Bauwerk durch den Kran hervorgezogen. Zu diesem Zwecke waren in dem neuen Baugrund kleine Erdgräben gezogen.

Das Einschleusen des Schwimmkranes in das Trockendock, das Anschlagen, das Versetzen der Spills und das teilweise Wiederfüllen der Baugrube erforderte insgesamt 2½ Stunden.

Die Bauausführung zeigt, daß ein Schwimmkran, der gewöhnlich nur zum Anlandsetzen kleinerer Fahrzeuge, zum Abwracken von Schiffen, Heben von Wracks und zur Ausrüstung von Schiffsneubauten mit schweren Maschinen usw. benutzt wird, gelegentlich auch beim Versetzen ganzer Bauwerke zweckentsprechende und kostenersparende Verwendung finden kann.

---

## WASSERBAUDIREKTOR HANS ROGGE †.

Einer der hervorragendsten Wasserbauingenieure Deutschlands, der Wasserbaudirektor Hans Rogge in Hannover, ist seinem großen Wirkungskreis am 13. September durch den Tod entrissen worden. In Harburg a. d. Elbe geboren, zog ihn der nahe Hamburger Hafen mit seinen gewaltigen Anlagen früh in seinen Bann, seinen Beruf bestimmend und es war ihm später auch beschieden, seiner Vaterstadt Harburg neben Hamburg einen Platz an der Sonne erkämpfen zu helfen, indem er schon als junger Baumeister wesentlichen Anteil an der für Harburg erfolgreichen Auseinandersetzung zwischen Preußen und Hamburg hatte, welche für Harburg die langersehnte Vertiefung des Harburger Elbearmes auf das Maß größter Seeschiffe brachte. Bei der Erweiterung des Nord-Ostsee-Kanals leitete er das Bauamt in Kiel-Wiek, und es ist nicht zum wenigsten seiner Energie und Umsicht zu verdanken gewesen, daß die gigantischen Schleusenbauten daselbst — die größten der Welt — in überaus kurzer Zeit und noch rechtzeitig vor Beginn des Krieges fertiggestellt wurden. Die von Ingenieuren aus aller Herren Länder besuchten Bauten haben weithin vorbildlich gewirkt. Nachdem er von 1916 ab mit der Leitung des Wasserbauamts Harburg betraut gewesen war, wurde er 1921 an die Spitze der Wasserstraßendirektion in Hannover berufen, wo seine hervorragenden Eigenschaften als Ingenieur und Verwaltungsbeamter und vor allem auch als Mensch nur allzu kurze Zeit sich bewähren konnten. Inmitten großer Pläne für die ihm unterstellten Wasserstraßen der Weser und des Mittellandkanals erlag er einer zu spät erkannten Blinddarmentzündung im fünfzigsten Jahre seines Lebens.

---

## LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.*

### Baustoffkunde.

1225. Stickstoff in Eisen, Stahl und Sonderstahl. Ein neues Oberflächenhärtungsverfahren. Von Dr.-Ing. Ad. Fry, Essen. Stahl und Eisen 1923, Nr. 40, S. 1271—1279 mit 17 Abb. Metallographische Untersuchung nitrierten Eisens, Kennzeichnung der Gefügebestandteile des Systems Eisen-Stickstoff, Feststellung ihrer Entstehungsbedingungen. Aufstellung des Zustandsschaubildes Eisen-Stickstoff. Anschließend System Eisen-Stickstoff-Kohlenstoff. Neues Verfahren zur verziehungsfreien Oberflächenerhärtung durch Nitrieren bei niedriger Temperatur.

1226. Schaumsteine. Von Dipl.-Ing. A. Frisak, Breslau. Stahl und Eisen 1923, Nr. 38, S. 1219—1228 mit 8 Abb. Neues Verfahren zur Herstellung von Leichtsteinen aus Hochofen- oder anderen Schlacken. Aufblähen der Schlacke durch Wasser. Herstellen einer beliebigen Porosität, hohe Viskosität der Schaumschlacke, höhere Druckfestigkeit als Schwemmsteine, Wärmeleitfähigkeit annähernd proportional dem spezifischen Gewicht, luft- und wasserdicht abgeschlossene Poren.

1227. Über Versuche mit verschiedenen Brennstoffen bei der Hochofenanlage der Gebr. Böhler & Co., A.-G., Vordernberg. Von Ing. Friedr. Zeyringer in Vordernberg. Stahl und Eisen 1923, Nr. 38, S. 1217—1219. Resultat: Betrieb mit gleichartigem und gleichförmigem Brennstoff gibt die sichere Gewähr für Wirtschaftlichkeit im Gegensatz zu ungleichförmigem und -artigem Brennstoff.

1228. Versuche zur Klärung der Abhängigkeit der Schwindung und Lunkerung beim Gußeisen von der Gattierung. Von Prof. Dr.-Ing. e. h. Bauer, Berlin-Dahlem und Direktor Sipp in Mannheim. Stahl und Eisen 1923, Nr. 39, S. 1239—1246 mit 41 Abb. Versuchsanordnung, Einfluß von Silizium, Mangan, Phosphor, Schwefel auf die Schwindung und Lunkerbildung; Feststellung eines Zusammenhanges beider Vorgänge.

1229. Die Spritzbeton-Dachhaut auf Drahtgewebe. Von Oberingenieur H. Schlüter, Berlin. Beton und Eisen 1923, Nr. 19, S. 233—239 mit 4 Abb. Beschreibung der Ausführung selbständiger Konstruktionen mittels Spritzbeton, Herstellung von dünnen Decken, Torkret-Dachhaut, tabellarische Zusammenstellung von Versuchsergebnissen.

1230. Die Ziegeltrocknung im Freien. Von Ing. L. Langer, Budapest. Tonindustrie-Zeitung 1923, Nr. 82, S. 625—626 mit 6 Abb. Befürwortung der Trocknung im Freien unter gleichzeitiger Ausführungsangabe.

1231. Versuchsergebnisse mit schnellbindenden Zementen. Von Henry Lossier. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 9, S. 204—207. Mitteilungen über die Versuchsanordnung und die erzielten Ergebnisse.

### Baumaschinen.

1232. Förderanlage für den Schacht am Bühlach bei Peiting, bei Peißenberg (Bayern). Von Archit. Fr. Hoffmann, Berlin. Die Bautechnik 1923, Nr. 42, S. 424—425 mit 6 Abb. Kurzer Bericht unter Hinweis der Verwendung von Ambiziegeln.

1233. Saugluft-Flugaschenförderung. Von Rich. Baumann, Cassel. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1923, Nr. 39/40, S. 954—955 mit 7 Abb. Entfernung größerer Feuerungsrückstände auf mechanischem Wege aus Gründen der Sparsamkeit, des Platzmangels und der Reinlichkeit, besonders anläßlich der Verwendung minderwertiger Brennstoffe, Braunkohle.

### Statik und Festigkeitslehre.

1234. Grundlagen zur Berechnung des Kraft- und Arbeitsbedarfs beim Schmieden und Walzen. Von Dr.-Ing. Erich Siebel, Krefeld, Stahl und Eisen 1923, Nr. 41, S. 1295—1298 mit 9 Abb. Theorie der Umformung bildsamer Körper. Experimentelle Untersuchung des Stauchvorganges. Anwendung der aufgestellten Theorie der Umformung plastischer Körper auf die in der Technik gebräuchlichen Deformationsvorgänge.

1235. Bemerkenswerte Bruchererscheinungen. Von Rich. Baumann. Zeitschr. d. Vereins deutscher Ingenieure 1923, Nr. 39/40 S. 945—947 mit 24 Abb. Mitteilungen aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart. Brüche an rotwarmem Flußeisen.

## Brückenbau.

### a) Allgemeines.

1236. Vorschlag für ein einheitliches Brückenlager. Von Eisenbahnamtm. J. Karig, Dresden. Die Bautechnik 1923, Nr. 40/41 und 43 mit 32 Abb. Ausführliche statische Untersuchungen, Nachweis der größten auftretenden Spannungen für die Festigkeitsberechnungen, konstruktive Ausbildung, Lagerformen. Tabellarische Zusammenstellung unter gleichzeitiger Bezugnahme auf Belastung und Stützweite und Berücksichtigung der entsprechenden Lagergewichte.

1237. Ein neuartiger Gelenkstangenantrieb für die Bewegung von Klappbrücken. Von Oberingenieur Dr. H. Zimmermann, Berlin. Die Bautechnik 1923, Nr. 44, S. 435—441 mit 16 Abb. Die beschriebene Konstruktion soll, im Gegensatz zu den früheren, den Mangel an Anpassung an den für die Bemessung der Triebwerke und der erforderlichen Antriebsleistung ausschlaggebenden Winddruck beseitigen und das Getriebe bei geöffneter Klappe selbsttätig entlasten.

### b) Hölzerne Brücken.

— — — —

### c) Stein- und Betonbrücken.

1238. Unaufgeklärte Bewegungserscheinungen an einer Beton-Straßenbrücke. Mitteilung der Stadtverwaltung Saarbrücken. Deutsche Bauzeitung 1923, Nr. 78/79, S. 102—104 mit 2 Abb. Kurze Beschreibung des Bauvorganges, des verwendeten Materials, der wesentlichen Konstruktion, Auftreten von Kippbewegungen und lotrechten Fugen. Untersuchungen, Messungen; es werden weitere Setzungen des Hinterfüllungsmaterials vermutet.

### d) Eisenbetonbrücken.

1239. Brücken auf Eisenbetonpfählen. Von Ing. Pasquali. Il Cemento 1923, Nr. 6 mit 23 Abb. Es handelt sich um eine Konstruktion, die einen stark mit Wasser durchsetzten Untergrund berücksichtigt und die namentlich in der Provinz Venedig zur Ausführung gelangt ist. Durchgehende Balken werden durch einfache ersetzt, die ihrerseits auf Eisenbetonpfahljochen ruhen. Vielseitige Verwendung bei verschiedenstem Untergrund; relativ geringere Kosten als für andere Brückenarten, keine kostspieligen Gründungen mit hohem Eigengewicht, Fortfall der Luftdruckgründungen, keine Gefährdung der Brücke durch Bodensenkungen, schnelle Bauausführung.

### e) Eiserne Brücken.

— — — —

## Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

## Gründungsarbeiten usw.

1240. Reichweite und Ergiebigkeit einer Grundwassersenkung in Abhängigkeit von der Betriebsdauer. Von Dr.-Ing. J. Schultze, Berlin. Die Bautechnik 1923, Nr. 43, S. 427—428 mit 1 Abb. Theoretische Ableitungen.

## Wasserbau.

### a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1241. Die Wasserwirtschaft Bulgariens, insbesondere für Kraftgewinnung und Landbewässerung. Von E. Mattern, Potsdam. Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Nr. 77/78, S. 463—464 mit einer Übersichtskarte. Gewinnung von 38,7 PS auf 1 km² im Gebiete der Maritza; Betriebsgemeinschaft von Hoch- und Niederdruckwerken und Wärmekraftanlagen in Aussicht genommen.

1242. Wasserwirtschaftliche Ablösungspläne. Von Dr.-Ing. A. Ludin, Karlsruhe i. B. Schweiz. Wasserwirtschaft 1923, Nr. 12, S. 247—253 mit 8 Abb. Bildliche Darstellung des Wasserhaushaltes, der sogenannte wasserwirtschaftliche Längenschnitt, Aufstellung eines Ablösungleistungsplanes, Ablösungsschaubild.

1243. Pitotröhre zur Messung der Richtung und Geschwindigkeit beschleunigter Stromfäden. Von E. Beyerhaus, Reg.- u. Baurat, Charlottenburg. Zeitschr. d. Vereins deutscher Ingenieure 1923, Nr. 39/40, S. 944, 2 Abb. Bezugnahme auf die in derselben Zeitschrift S. 568 von Winkel behandelten Stauröhren.

1244. Der wirtschaftlich günstigste Durchmesser von Druckrohrleitungen. Von P.-J. Cathala. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 10, S. 228—231, 3 Abb. Ermittlung des günstigsten Durchmessers für verschiedene Druckhöhen unter Zugrundelegung der Abflußformeln von Mougnier.

### b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1245. Doppelschrauben-Motorschlepper und Bergungsfahrzeug „Hermes". Von Obering. Menadier und Dr.-Ing. G. Kempf, Hamburg, Werft, Reederei, Hafen 1923, Nr. 18, S. 473—478. 11 Abb. Konstruktion, Modellversuche, Leistungsfähigkeit.

1246. Der 13. Internationale Schiffahrts-Kongreß in London vom 2. bis 7. Juli 1923. Von P. Barillon. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 11, S. 253—256. Bericht über die auf der Tagung verhandelten Fragen, insbesondere über die Möglichkeit der Wasserkraftgewinnung bei Schiffahrtswegen.

1247. Die Überschwemmungen der Yser im Oktober 1914. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 7, S. 162. Bericht über die von den Belgiern nach dem Fall von Antwerpen zwischen Nieuport und Dixmuiden herbeigeführten Überschwemmungen, die den Marsch der deutschen Armeen auf Calais zum Stehen brachten.

1248. Doppelkrane im Hamburger Hafen. Von Dipl.-Ing. Mangold, Darmstadt. Verkehrstechnische Woche 1923, Nr. 39/40, S. 302—303, 4 Abb. Beschreibung eines neuartigen, von der Demag ausgeführten Doppelkrans, der eine bauliche Vereinigung von Halbportal-Drehkran und dem Laufkatzenkran darstellt.

1249. Die Hafenanlagen in Duala (Kamerun). Von Dr.-Ing. Deichmann, Krümmel. Die Bautechnik 1923, Nr. 22, S. 203—205, 2 Übersichtsskizzen.

1250. Der Berliner Westhafen. Von Stadtbaurat Hahn, Berlin. Werft, Reederei, Hafen 1923, Nr. 18, S. 480—486, 12 Abb. Geschichtliches, Lage und Geländeeinteilung, Hafenbecken und Kaimauern, Eisenbahnanlagen, Straßen und Freiladeplätze, Ent- und Bewässerungsanlagen, Lagerstellen, Getreidespeicher, Zollspeicher, Kohlenverladeanlage, Krane und Betriebsmittel, Stromversorgung, Entwurfsbearbeitung und Bauausführung, Leistungsfähigkeit.

1251. Verminderung der Schiffsbewegungen beim Schleusen durch besondere Schützgestaltung. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. R. Winkel, Berlin. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1923, Nr. 81/82, S. 486—487, 4 Abb. Vermeidung von heftigen Schiffsbewegungen und Trossenbeanspruchungen durch stetigen, allmählichen Abfluß aus der Kanalhaltung in die Schleuse; Vorschlag zu selbsttätigen — dieser Forderung genügenden — Schützformen. Umlaufschütz, Zylinderschütz.

### c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1252. Staustufe für Wasserversorgung im Vaalflusse, Südafrika. Engineering vom 17. August 1923, S. 203—205, 4 Spalten, 3 Abb. Stauwerk aus Beton von 420 m Länge mit 36 Hubtoren. 90 000 m³ Tageslieferung. Versorgungsgebiet: Johannesburg, Goldminen.

1253. Die Kraftwerke der Schweizerischen Bundesbahnen. Schweizerische Wasserwirtschaft 1923, Nr. 11, S. 224—236, 16 Abb. Wirtschaftlicher und technischer Überblick über die einzelnen Kraftwerke.

1254. Die O'Shaughnessy-Talsperre in Kalifornien. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. F. W. Schmidt, Münster i. W. Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Nr. 77/78, S. 460—463, 9 Abb. Bericht über Bauvorgang, Aushub, Betonieren, Gußbeton, Gießturm 106 m hoch, Trichtergröße entspricht 2 Füllungen der Mischmaschine. Betonieren bei 5° C mit heißem Wasser.

1255. Die Wasserkräfte Griechenlands. Von Xaver Schürmann, Zürich. Schweiz. Bauzeitung 1923, Nr. 13, S. 159—169, 7 Abb. Allgemeines, Hydrographische Verhältnisse und Bodengestaltung, Ergebnisse ausgeführter Studien; insgesamt 256 500 PS für Altgriechenland, Epirus und Westmazedonien. Wirtschaftliche Bedeutung.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1256. Die Anwendung einer Drahtseilbahn zur Schüttung von Dämmen. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 9, S. 210, 1 Abb. Die Dammschüttung erfolgt von einer an Drahtseilen aufgehängten Fahrbahn aus.

1257. Der Bau des Rovetunnels im Zuge des Kanals von Marseille zur Rhône. Von P. C. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 10, S. 217—224, 26 Abb. Bericht über die Baufortschritte und die Ausführungsweise des Kanaltunnels von 22 m lichter Weite.

1258. Schächte im Bergbau (Entwurf und Ausführung nach heutigem Stande). 9 Spalten, 10 Abb. Engineering vom 24. August 1923, Seite 250—252. Zweck, Anlage, Bauausführung, Baustoffe, Entwässerung werden erörtert, zahlreiche Konstruktionseinzelheiten in Abbildung gezeigt.

### Straßenbau.

— — — —

### Eisenbahnbau und -betrieb.

1259. Zur Theorie des Trassierens. Von Oberreg.-Baurat Rinteln, Köln. Verkehrstechnische Woche 1923, Nr. 39/40, S. 294—297, 2 Abb. Untersuchung der Launhardtschen Ableitung, wonach eine vom Staate geplante Bahnlinie nach anderen Grundsätzen, mit anderem Bauaufwande gebaut werden müsse, als die gleiche Bahnlinie, wenn sie von einer Privatunternehmung ausgeführt würde. Ablehnung dieser Behauptung.

1260. Die Elektrifikation der Schweizerischen Bundesbahnen. Vortrag von Generaldir. A. Schrefl auf der XIV. öffentlichen Diskussionsversammlung des Schweizer. Wasserwirtschaftsverbandes vom 24. März 1923, Zürich. Schweizerische Wasserwirtschaft 1923, Nr. 11, S. 217 bis 224, 1 Übersichtsskizze. Größere Wirtschaftlichkeit des elektrischen Bahnbetriebes gegenüber dem Dampfbetrieb. Ausbauprojekte, Wirtschaftsplan.

1261. Die Gotthardbahn im elektrischen Betrieb. Von Dr. A. Kuntzemüller, Triberg. Zeitung d. Ver. Deutsch. Eisenbahnverwaltg. 1923, Nr. 39, S. 641—644. Baugeschichte, Stromversorgung, Anlage-, Betriebskosten, Betrieb.

1262. Die Elektrisierung der Bahnen der Chemins de Fer du Midi. Von A. C. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 8, S. 169—176, 23 Abb. Bericht über den geplanten Ausbau der Wasserkräfte der Pyrenäen zur Elektrisierung der Eisenbahnen und Schilderung der ausgeführten Anlagen.

1263. Entwürfe zum Bahnhofsvorplatz und Aufnahmegebäude der neuen Station Zürich-Enge. Von C. J. Schweiz. Bauzeitung 1923, Nr. 13 und 14, S. 164—167 resp. 176—180, 16 Abb. Besprechung der eingeforderten Entwürfe.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

1264. Ein neues Verfahren zur Bemessung von Eisenbetontragwerken. Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Weinitschke, Berlin. Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Nr. 79/80, S. 472—476, Nr. 81/82, S. 484—486, 3 Abb. Verfasser versucht auf zeichnerischem Wege zu einem für sämtliche in der Praxis vorkommenden üblichen Fälle gebräuchlichen Verfahren zu gelangen, ohne rechnerische Berücksichtigung der Achsialkräfte und bei einem nur unerheblichen Aufwand von Rechenarbeit für Ermittelung des wirtschaftlichen Eisenverbrauchs.

1265. Beton und Eisenbeton im Seebau. Engineering vom 20. Juli 1923, Seite 74—76, 2 Abb. 11 Berichte auf dem internationalen Schiffahrtskongreß 1923 über die Bewährung von Beton bei Seebauten.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

### Holzbau.

— — — —

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

1266. Die Kanalisation der Stadt Münster in Westfalen. Von Magistratsbaurat Verfurth, Gesundheits-Ingenieur 1923, Nr. 40, S. 397—398, 1 Abb. Das bestehende Kanalnetz ist nach dem sog. Schwemmsystem erbaut. Kanalsohle mindestens 3,50 m unter Straßenkrone; starkes Sohlengefälle. Für kleine und mittlere Kanäle Eiform, für die großen das Maulprofil. Vermeidung toter Kanalenden. Ableitung durch Sammelkanäle und Ringkanäle bis zu den Rieselfeldern.

1267. Die Anlegung der Rieselfelder der Stadt Münster i. W. Von Magistratsbaurat Verfurth. Gesundheits-Ingenieur 1923, Nr. 40, S. 398—399. Verwendung von Kolben- und Kreiselpumpen zwecks Hebung der im Pumpsumpfe des Kanalwasserpumpwerkes ankommenden Schmutzwassermengen. Flächeneinteilung im Verhältnis zur Abwassermenge; Bodenbeschaffenheit, Reinigungsvorgang; Felderdrainage.

1268. Gewinnung und Verwertung des Gases aus Faulräumen städtischer Kläranlagen. Von H. Blunk und Dr. F. Sierp, Essen. Gesundheits-Ingenieur 1923, Nr. 40, S. 393—397, 5 Abb. Schematische und konstruktive Darstellung von Faulkammer und Gashaube.

1269. Flußrückstau in Städtekanalisationen unter Berücksichtigung der Frankfurter Verhältnisse. Von Amtsbaurat Müller, Frankfurt a. M. Gesundheits-Ingenieur 1923, Heft 41, S. 406—409, 2 Abb. Vorkehrungen zur Vermeidung schädlicher Einwirkungen des Flußrückstandes auf Städtekanalisationen.

1270. Neuzeitliche Zellstofferzeugung und Sulfitlaugenbereitung. Von Obering. W. Freund, München. Gesundheits-Ingenieur 1923, Nr. 39, S. 384—387, 3 Abb. Besprechung einer Laugenbereitungsanlage in Aschaffenburg; rund 38 m hohe Eisenbeton-Zwillingstürme.

1271. Schwefel in Abwasser. Von Dr. Bach, Essen. Gesundheits-Ingenieur 1923, Nr. 38, S. 370—377. Schwefelverbindung als Ursache der stinkenden Fäulnis in organisch verschmutzten (städtischen) Abwässern. Bekämpfung derselben. Verdünnung des Abwassers mit Vorflutwasser, biochemische Aufbereitung mit Hilfe verschiedener biologischer Abwässerreinigungsverfahren.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

1272. Die Pariser Untergrundbahn. Von L. Biette. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 7, S. 145—151, 4 Abb. und 1 Tafel. Bericht über den Bauzustand der Erweiterungsbauten des Liniennetzes und die Betriebsergebnisse des Jahres 1922.

### Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

1273. Die neuen preußischen Vorschriften über die Anlage von Krankenhausbauten. Von Dr. Otto Krohne, Berlin. Gesundheits-Ingenieur 1923, Nr. 39, S. 381—383. Verzicht auf frühere Forderungen angesichts des wirtschaftlichen Niederganges. Verbesserungen. Die Vorschriften gelten auch für Kinderkrippen.

### Bauunfälle.

— — — —

### Amtliche Mitteilungen. Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

1274. § 25 des Preußischen Eisenbahngesetzes, eine Beeinträchtigung des Reichsbahnfiskus und eine soziale Unbill. Von Reg.-Assessor Mantey, Erfurt. Zeitung des Ver. Deutsch. Eisenbahnverwaltg. 1923, Nr. 39, S. 637—638. Kritik der Schadenersatzleistung der Eisenbahn bei Entstehung von Schäden, auch, wenn ein Verschulden, aber nur von Hilfspersonen der Geschädigten, nicht von diesen selbst, vorliegt. Aufruf zur einheitlichen Regelung des Eisenbahnrechtes.

1275. Ausfuhr elektrischer Energie und schweizerische Volkswirtschaft. Von Dr.-Ing. B. Bauer, Bern. Schweizerische Bauzeitung 1923, Nr. 15, S. 189 bis 192. Vortrag, gehalten im Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein, bezugnehmend auf die dem Bundesrat vorgelegten Gesuche um die Ausfuhr größerer Mengen elektrischer Energie nach Deutschland, Frankreich und Italien.

1276. Finanzgebarung bei Gas-, Wasser- und Elektrizitätswerken. Von Dir. Zilian, Leipzig. Das Gas- und Wasserfach 1923, Nr. 40, S. 589—593. Vortrag, gehalten auf der 64. Jahresversammlung des deutschen Vereins von Gas- und Wasserfachmännern am 18. und 19. September in Eisenach.

1277. Wertbeständige Baukostenbeihilfen. Von Stadtbaurat Dr.-Ing. Dommer, Karlsruhe. Deutsche Bauzeitung 1923. Nr. 80/81, S. 349—351. Vorschläge an der Hand der erfolgreichen Baukostenbeihilfe in Karlsruhe.

1278. Unterricht und Wirtschaftlichkeit bei der deutschen Reichsbahn. Von Reg.-Baurat K. Gosser, Berlin. Verkehrstechnische Woche 1923, Nr. 39/40,

S. 297—302 mit Tabelle. Verfasser hält die Einschränkung des Unterrichtswesens aus Sparsamkeitsrücksichten für unwirtschaftlich, für falsche Sparsamkeit und läßt seine diesbezüglichen Ausführungen, Vorschläge für wirtschaftlichen Ausbau des jetzigen Unterrichtswesens folgen.

**Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.**

1279. Holland und die Baukunst unserer Zeit. Von Mart. Stam, Zu Ende, Holland. Schweiz. Bauzeitung 1923, Nr. 15, S. 185—188, 5 Abb. Kurzer Abriß holländischer, moderner Architektur.

1280. Naturform und Formidee. Von Reg.-Baumeister Prof. Dr.-Ing. Mössel, München. Deutsche Bauzeitung 1923, Heft 80/81, S. 345—347. Ausgehend von den beiden nicht mehr auf eine Einheit zurückzuführenden Begriffen, Formerkenntnis und Formgestaltung, versucht Verfasser — sich beziehend auf Kants Kritik der reinen Vernunft — in großen Zügen den erforderlichen Zusammenhang jener beiden Begriffe zum Zwecke lebensfähiger Formen nachzuweisen.

# KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

## Zur Berechnung von Trägern mit Wagebalkenstützung.

Im nachstehenden handelt es sich um die statische Untersuchung von Trägern, welche paarweise durch Zwischenschaltung einer wagebalkenartigen Konstruktion auf gemeinsamen Stützen gelagert sind. Bei den sehr kurzen Wagebalken der Thiemeschen Auflager (Abb. 1) bleiben die Zusatzspannungen in den Trägern infolge der besonderen Auflagerungsart so gering, daß sie mit Recht vernachlässigt werden können. Anders ist es hingegen bei der in Abb. 2 dargestellten Schiffbrücke, bei der die Schwimmkörper die Stelle der Wagebalken vertreten. Bedenkt man, daß bei Schiffbrücken eine Gelenkanordnung in den Trägern nach Gerberscher Art die Nachteile starker Belastung der Boote und großer Neigungen der eingehängten Träger unter der Verkehrslast hat, während die von Müller-Breslau in seiner Graphischen Statik Bd. $II_2$ behandelten statisch mehrfach unbestimmten Anordnungen die unangenehme Eigenart haben, daß bei ihnen die Ergebnisse der mühsamen Berechnung, zu der man in der Praxis nur in seltenen Fällen die erforderliche Zeit findet, illusorisch werden, wenn Wellengang oder Leckwerden einzelner Schwimmkörper eintritt, so muß die in Abb. 2 dargestellte Anordnung als vorteilhaft bezeichnet werden. Da ich außerdem bisher in der Literatur über die Berechnung von Tragwerken der hier betrachteten Art noch nichts gefunden habe, glaube ich mit nachstehendem eine Lücke füllen zu können.

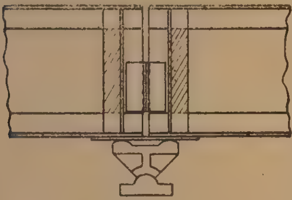

Abb. 1.


Abb. 2.

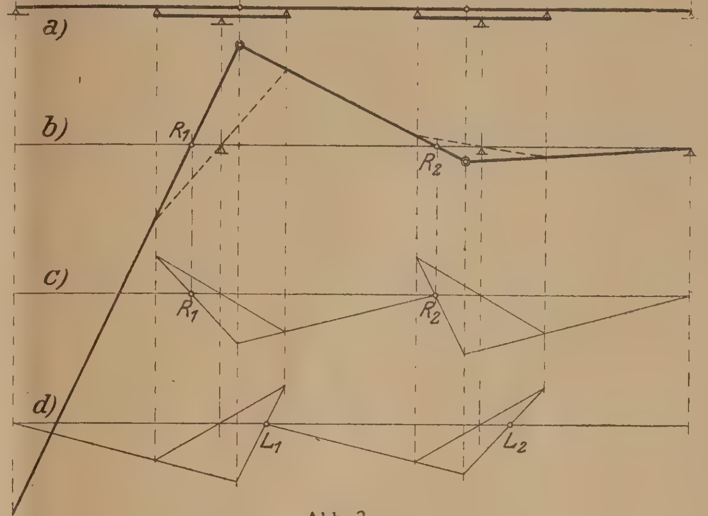


Abb. 3.

Wollen wir uns über den Verlauf einer Einflußlinie ein klares Bild verschaffen, dann werden wir in der Regel durch eine kinematische Betrachtung am schnellsten zum Ziele gelangen. Verschieben wir beispielsweise das linke Auflager des in Abb. 3a dargestellten Tragwerks um ein Stückchen abwärts, dann werden sich die einzelnen Träger in der Weise einstellen, wie es Abb. 3b zeigt. Der Weg, den irgendein Punkt eines der Träger bei der Auflagerverschiebung zurücklegt, ist nun nichts anderes als die mit der Stützverschiebung vervielfachte Einflußgröße einer im betreffenden Punkt angreifenden Last auf den Auflagerdruck. Mithin stellt Abb. 3b den Verlauf der Einflußlinie für die Kraft im linken Endauflager dar. Bemerkenswert ist, daß sich bei der Bewegung des Systems die Träger um die festen Punkte $R_1$ und $R_2$ drehen. Die Lage dieser Festpunkte können wir in der in Abb. 3c angedeuteten Weise bestimmen, indem wir, vom rechten Endauflager beginnend, zunächst den Punkt $R_2$ ermitteln und dann von diesem aus durch das gleiche Verfahren den Festpunkt $R_1$. In der gleichen Weise finden wir, vom linken Endauflager beginnend, die festen Punkte $L_1$ und $L_2$, um welche sich die Träger drehen, wenn das rechte Endauflager verschoben wird. Wir bemerken, daß die Konstruktion der festen Drehpunkte eine ganz auffallende Ähnlichkeit mit dem Mohr-Ritterschen Verfahren zur Bestimmung der Fixpunkte bei Trägern auf mehreren Stützen hat. Vom kinematischen Gesichtspunkt betrachtet, sind beide Verfahren die gleichen.

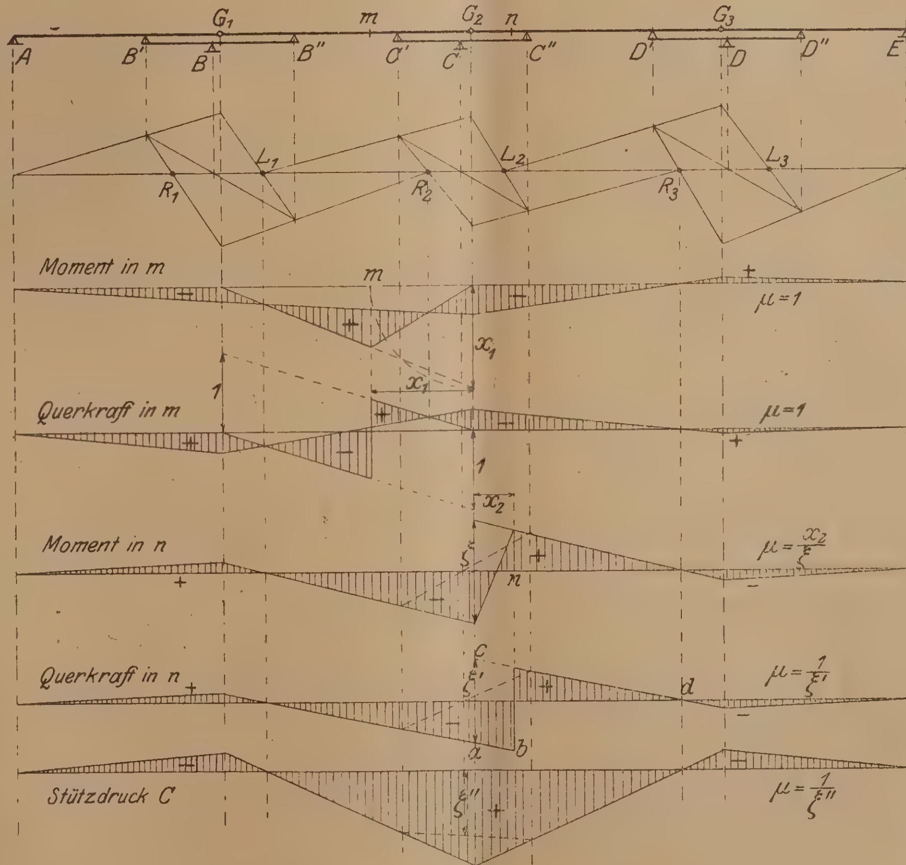


Abb. 4.

Nachdem wir die Festpunkte R und L bestimmt haben, ist das

Auftragen der Einflußlinien für die Momente, Querkräfte und Stützdrücke sehr einfach. In Abb. 4 ist dies an einem Beispiel gezeigt. Für einen Querschnitt m zwischen zwei benachbarten Wagebalken finden wir die Einflußlinie für das Biegemoment, indem wir dem Träger dort einen Knick mit dem Winkel $\omega = 1$ geben. Rechts von diesem Knick drehen sich die Träger um die Festpunkte R, links davon um die Punkte L. Die Einflußlinie für die Querkraft in m finden wir, indem wir den Träger dort zerschneiden und die Schnittflächen derart um die Strecke 1 gegeneinander verschieben, daß die beiden Trägerstümpfe gleiche Neigungen aufweisen. Weniger einfach sind die Einflußlinien für die Kräfte in einem Schnitt n, der über einem Wagebalken liegt. Wir erhalten die Einflußlinie für das Moment in n, indem wir durch $L_1$ eine beliebig geneigte Linie bis zum Lot $G_2$ ziehen. Vom Schnittpunkt dieser Linie mit dem Lot C' ziehen wir die dem Wagebalken entsprechende gestrichelte Linie durch C bis zum Lot C''. Durch diesen Schnittpunkt und $R_3$ muß die den Trägerteil $n - G_3$ darstellende Linie gehen. Die Verlängerung dieser Linie bis zum Lot $G_2$ schneidet auf diesem die Strecke $\xi$ ab. Ist nun $X_2$ die Entfernung zwischen n und $G_2$, dann ist der Ordinatenmaßstab für die Einflußlinie $\mu = \frac{X_2}{\xi}$. Die Einflußlinie für die Querkraft in n finden wir auf ganz analoge Weise. Es braucht nur nachher Linie a—b parallel c—d gezeichnet zu werden. Ist $\xi'$ der Abschnitt auf dem Lot $G_2$, dann ist der Ordinatenmaßstab $\mu = \frac{1}{\xi'}$. Sehr einfach gestaltet sich die Einflußlinie für den Auflagerdruck in Stütze C. Wir ziehen von $L_1$ eine beliebige Gerade bis zum Lot $G_2$ und von dort eine Linie durch $R_3$, dann verbinden wir die Schnittpunkte dieser beiden Linien mit den Loten C' und C'' und messen die Strecke $\xi''$, welche diese dem Wagebalken entsprechende Verbindungslinie auf dem Lot C abschneidet. Der Maßstab für die Einflußordinaten ist dann $\eta = \frac{1}{\xi''}$.

Sollen die Brückenträger als Fachwerke ausgeführt werden, dann ist es nicht schwer, die Einflußlinien für die einzelnen Stabkräfte aus den Linien für den einfachen Balken zu entwickeln. Es kann daher hier von einer eingehenden Besprechung dieses Falles abgesehen werden. F. Wansleben.

## Betriebstechnische Ausstellung Berlin.

In Ministerreden und Leitartikeln wird immer nachdrücklicher die Steigerung der Produktion als Forderung des Tages bezeichnet. Von der breiten Öffentlichkeit wenig beachtet, hat schon seit längerer Zeit die Arbeitsgemeinschaft deutscher Betriebsingenieure im Verein deutscher Ingenieure sich in den Dienst dieser Forderung gestellt. Ihre Bestrebungen zielen dahin, den Wirkungsgrad unseres produktiven Schaffens zu erhöhen. Außer ihren sonstigen Veranstaltungen wie Vortrags- und Erörterungsabenden, schriftlichem und mündlichem Erfahrungsaustausch, Untersuchungen und Forschungen betriebswissenschaftlicher Art hat sie eine Betriebstechnische Ausstellung ins Leben gerufen, die als Lehrausstellung der fachlichen Weiterbildung aller in der Produktion stehenden Kräfte dienen soll. Es werden in ihr in anschaulicher Darstellung die neuesten Fortschritte der Betriebstechnik, neue Arbeitsverfahren, neue Werkzeuge, vervollkommnete Einrichtungen für Fabrikbetriebe, Hilfsmittel für Betriebsorganisation und neuzeitliche Lehrmittel für die Fortbildung u. a. m. gezeigt. Sie gliedert sich in folgende Gruppen:

1. Ingenieurwerkzeuge;
2. Werkstoffe;
3. Werkzeuge, Arbeitsmaschinen, Arbeitsverfahren;
4. Untersuchungsgeräte, Meßinstrumente;
5. Energiewirtschaft (Wärmewirtschaft, Energieerzeugung, Energieleitung, auch elektrische einschl. Riementriebe, Schmierung, Lagerung usw.);
6. Transportwesen;
7. Fabrikanlagen und -einrichtungen;
8. Organisation, Selbstkostenwesen;
9. Berufseignung;
10. fachliche Aus- und Fortbildung.

Die Ausstellung ist auf ihrer bisherigen Wanderung durch 19 Industriestädte des Reiches dauernd bedeutend erweitert und vervollkommnet worden. Sie gelangt jetzt in Berlin vom 20. Oktober bis 11. November in den Räumen der Ständigen Ausstellung für Arbeiterwohlfahrt, Charlottenburg, Fraunhoferstr. 11, zur Aufstellung. Es werden ihr hier folgende Sonderabteilungen angegliedert:

A. Hand- und Maschinenwerkzeuge (gute und schlechte, gruppiert nach Berufszweigen);
B. Behelfsmaschinen und Sondereinrichtungen für Werkzeugmaschinen (elektrische und pneumatische Bohrmaschinen, Niethämmer usw.);
C. Normung (Nutzen der Einführung derselben in den Betrieb);
D. Büroorganisation (Musterbüros für Fabrikbetriebe);
E. Photographie in der Technik.

Das Reichsverkehrsministerium, das bereits auf den früheren Ausstellungen in einer Sonderabteilung vertreten war, hat diese für Berlin in großzügiger Weise ausgestaltet. Es werden hier zum ersten Mal aus allen Teilen des Reiches der Öffentlichkeit Beispiele mustergültiger Vervollkommnungen der Arbeitsmittel und -verfahren in den Ausbesserungswerken der Reichsbahn vorgeführt. Die Ausstellung verdient daher die Aufmerksamkeit aller in der Produktion stehenden fachlichen Kräfte; sie bietet Betriebsleitern, Ingenieuren, Technikern, Meistern und Arbeitern wertvolle Anregungen. Ihr Besuch ist daher allen zu empfehlen, die es damit ernst meinen, ihre eigenen Kenntnisse zu bereichern und an der Hebung unserer Produkte mitzuarbeiten.

## Technische Ausstellung, Charlottenburg, Fraunhoferstr. 11.

### Verlegung des Eröffnungstermins.

Infolge von Transportverzögerungen war es nicht möglich, den für Sonnabend, den 20. 10. vorgesehenen Eröffnungstermin einzuhalten; die Ausstellung wird daher erst am Donnerstag, den 25. ds. Mts. vormittags 10 Uhr, für den allgemeinen Besuch eröffnet.

Seit ihrem ersten Erscheinen in Berlin ist die Wanderausstellung um den vierfachen Umfang erweitert worden.

Die Beteiligung sowohl der Privatfirmen als auch der Reichsbetriebe ist eine ungewöhnlich starke. Reichsbahn und Reichspost zeigen eine Reihe interessanter Arbeitsmethoden und Einrichtungen zur Verbesserung und Verbilligung ihrer Betriebe.

Die Werkzeugausstellung ist nach Gruppen geordnet und enthält die Werkzeuge der verschiedensten Berufszweige in geschlossener Übersicht. In der Gruppe Arbeitsmaschinen werden Automaten, Fräsmaschinen usw. im Betriebe vorgeführt.

Die Reichspost hat eine besondere Antenne angelegt und führt den Besuchern die drahtlose Telephonie vor; man kann auf der Ausstellung die in Paris oder an anderen Orten aufgegebenen Nachrichten, Musikstücke usw. abhören.

Die Ausstellung bietet ein ungemein interessantes und vielseitiges Bild aus dem Schaffen unserer Technik und der Besuch wird daher besonders für den Fachmann überaus lohnend sein.

Geöffnet ist die Ausstellung an Werktagen von 9—12 Uhr vormittags und nachmittags von 3—7 Uhr; Sonntags von 10—2 Uhr.

### Vortragsprogramm für die Ausstellung Berlin.

| Tag | Vortragender | Thema |
|---|---|---|
| | 1. Woche: | |
| Di. 23. 10. | Dipl.-Ing. zur Ededden: | *Die Wärmewirtschaft als Teil der Betriebswirtschaft. |
| Mi. 24. 10. | Betr.-Ing. Lich: | *Die Bedeutung der Vorrichtung im allgemeinen Maschinenbau. |
| Do. 25. 10. | Baurat Haier: | **Die Anwendung des Zeitakkordes. Versuchswesen. |
| Fr. 26. 10. | Reg.- u. Baurat Füchsel: | *Für Arbeitsverfahren u. Werkstoffe bei d. Reichsbahn. |
| So. 27. 10. | Dipl.-Ing. Kantorowicz: | *Grundlagen des Tarifwesens. |
| | 2. Woche: | |
| Mo. 29. 10. | Dr.-Ing. e. h. Reindl: | **Entwicklung der Meßgeräte im Maschinenbau. |
| Di. 30. 10. | Oberreg.-Rat Weese: | *Eisenbahnausbesserungswerk Magdeburg-Buckau. |
| Mi. 31. 10. | Obering. Drescher: | *Auswertung der Zeitstudien f. den Betrieb. |
| Do. 1. 11. | Min.-Rat Geh. Baurat Lerche: | **Technische Aufgaben im Post- und Scheckwesen. |
| Fr. 2. 11. | Geh. Rat Kühne: | *Betriebsführung in den Eisenbahnausbesserungswerkstätten. |
| So. 3. 11. | Reg.-Baumstr. Stinner: | *Wiederherstellung von Lokomotiven u. Wagen in den Eisenbahnausbesserungswerken. (Film) |
| | 3. Woche: | |
| Mo. 5. 11. | Dir. Lebeis: | **Wirtschaftl. Bürobetrieb. Die Maschine im Büro. |
| Di. 6. 11. | Ministerialrat Ulrichs: | *Die rechtl. Verantwortlichkeit des Betr.-Ing. für Gesetzwidrigkeiten im Betrieb. |
| Mi. 7. 11. | Dir. Liepmann: | *Arbeitszeit u. Produktionsmenge. (Methodologische Betrachtungen.) |
| Do. 8. 11. | Prof. Moede: | **Aufgaben u. Leistungen der Psychotechnik im Dienste der Betriebsorganisation. |
| Fr. 9. 11. | Dir. Hippler-Kiel: | *Wirtschaftl. Zerspanen. |
| So. 10. 11. | Obering. Tramm: | *Fähigkeitsschulung. |

Die mit * bezeichneten Vorträge finden in Charlottenburg, Fraunhoferstr. 11, abds. 7.30 Uhr, die mit ** bezeichneten in der Technischen Hochschule, Haupteingang, statt.

### Die größte Brücke des Kontinents.

In Ergänzung der in Heft 19/20 Seite 574 veröffentlichten Mitteilung über den Bau einer neuen Donaubrücke auf der Linie Belgrad—Pancevo sei noch bekanntgegeben, daß sich außer der in diesem Aufsatz erwähnten Gruppe von 6 führenden deutschen Brückenbauanstalten noch eine zweite, ebenfalls aus 6 führenden deutschen Großunternehmungen des Eisenbaues bestehende Gruppe um den Auftrag bemüht und der jugoslavischen Behörde ein sorgfältig durchgearbeitetes Angebot unterbreitet hat.

Es sei ferner mitgeteilt, daß die Ausschreibung durch das jugoslavische Verkehrsministerium und nicht, wie auf S. 574 angegeben, durch das jugoslavische Bautenministerium erfolgt ist.

### Donaubrücke Belgrad—Pancevo.

Durch die Mitteilung im Oktoberheft des ,,Bauingenieur" habe ich von der Planung dieses bedeutenden Brückenbauwerks gehört. Der Wunsch, daß das Werk, an dem auch Deutschland beteiligt ist, gelingen möchte, veranlaßt mich, meine Bedenken über die Vergebung der Ausführungsarbeiten zu äußern.

Selbst wenn ein eingehender baureifer Entwurf von dem Bauherrn aufgestellt ist, kann ein großes Brückenbauwerk nicht ohne Mitwirkung einer bewährten Brückenbauanstalt errichtet werden. Schon die Kontrolle der konstruktiven Ausbildung durch die erfahrenen Fachleute der Brückenbauanstalt ist sehr notwendig und dem einsichtigen Entwurfsverfasser nur erwünscht. Schwierige Werkstatt- und Aufstellungsarbeiten lassen sich aber nur durch ein in langjähriger Zusammenarbeit geschultes und bewährtes Personal ausführen. Daß der Bauherr bestrebt ist, möglichst preiswert zu bauen, ist natürlich. Immerhin wird aber jeder Einsichtige zu einem tüchtigen Schneider gehen, wenn er einen ordentlichen Frack haben will. Bei einer Brücke steht aber weit mehr auf dem Spiele, und jede Unsachlichkeit — und das ist besonders die Vergebung an unerfahrene Leute — wird sich auch hinsichtlich der Größe der in Wirklichkeit aufzuwendenden Kosten bitter rächen.

Wir haben bei den neuen Brücken über den Kaiser-Wilhelm-Kanal z. T. sehr eingehende Entwurfszeichnungen aufgestellt, wir haben aber nie daran gedacht, die Ausführung eines großen Bauwerks einer kleinen Brückenbauanstalt und gar einer Anfängerin im Eisenbau anzuvertrauen. Alles Menschenwerk muß sich stetig und organisch entwickeln, wenn es gute Früchte tragen soll.

Wenn die jugoslavischen Fachgenossen bei ihrem Bauvorhaben keinen Mißerfolg haben wollen, so halte ich es für dringend geboten, daß sie mit der Ausführung des geplanten großen Brückenwerks sich an die richtige Schmiede wenden.

Kiel. Dr.-Ing. Fr. Voß.

---

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. August 1923.

Kl. 19 a, Gr. 24. T 26 444. Dipl.-Ing. Robert Thomé, Köln a. Rh., Altenberger Str. 14. Gleisanlage, insbesondere für Bagger. 7. IV. 22.

Kl. 19 a, Gr. 24. T 26 604. Dipl.-Ing. Robert Thomé, Köln a. Rh., Altenberger Str. 14. Gleisanlage, insbesondere für Bagger; Zus. z. Anm. T 26 444. 30. V. 22.

Kl. 19 a, Gr. 24. T 26 809. Dipl.-Ing. Robert Thomé, Köln a. Rh., Altenberger Str. 14. Gleisanlage, insbesondere für Bagger; Zus. z. Anm. T 26 444. 31. VII. 22.

Kl. 20 i, Gr. 5. E 29 330. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., A.-G., Braunschweig. Auffahrbare Weiche mit starr verbundenen Zungen. 19. IV. 23.

Kl. 20 i, Gr. 9. B 108 681. H. Bussing & Sohn G. m. b. H., Braunschweig. Weiche für Einschienenbahnen. 5. III. 23.

Kl. 81 e, Gr. 32. H 88 126. Dipl.-Ing. Ernst Holl, Bernsdorf, O. L. Fahrbarer Becherförderer, insbesondere zum Verteilen des Schüttguts beim Verbreitern hoher Halden. 15. XI. 21.

Kr. 84 d, Gr. 2. O 13 394. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Lösbar befestigter Reißzahn für Löffelbagger. 30. XI. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. September 1923.

Kl. 20 g, Gr. 7. A 39 764. A. T. G. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Ringförderband für Umladebahnhöfe. 3. IV. 23.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. September 1923.

Kl. 19 a, Gr. 31. St 35 345. Diederich Storjohann, Immigrath, Niederrhein. Fahrbare Schleifmaschine für eingebaute Schienen. 17. I. 22.

Kl. 20 g, Gr. 3. R 57 815. Max Richter, Niederlößnitz b. Dresden. Transportable Schiebebühne. 14. II. 23.

Kl. 85 d, Gr. 1. Sch 61 266. Richard Scholz, Berlin-Borsigwalde. Verfahren zum Ausspülen der das Sieb eines Bohrbrunnens umgebenden Kiesschicht. 1. IV. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 10. September 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. Sch 65 592. Ernst Schulte, Eduard Pieper u. Heinrich Kaufmann, Kray b. Essen. Grubenstempel. 29. VII. 22.

Kl. 7 c, Gr. 30. D 43 106. Gerhard Donner, Duisburg, Düsseldorfer Str. 285. Verfahren zur Herstellung geschlossener Gittermaste aus Blech. 26. I. 23.

Kl. 84 b, Gr. 1. M 68 860. Friedrich Menikheim, Kochendorf, Württbg. Schwimmtrog. 3. IV. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 13. September 1923.

Kl. 20 i, Gr. 35. L 55 611. Charles V. Logwood, New York, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Elektrische Zugdeckungseinrichtung. 9. V. 22. V. St. Amerika 9. V. 21.

Kl. 37 b, Gr. 3. K 78 454. Konrad Kisse, Berlin, Dorotheenstr. 54. Eisenbetonmast. 18. VII. 21.

Kl. 37 e, Gr. 9. Z 12 436. Friedrich Zollinger, Merseburg. Schalungsgerüst für Gußhäuser. 2. VII. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. September 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. S 60 052. W. Sonnenschein, Gleiwitz, O. S., Schröterstr. 5. Verfahren zum Abdichten von Wassereinbruchsstellen in ersoffenen Schächten. 8. VI. 22.

Kl. 19 a, Gr. 24. B 103 994. Josef Böckmann, Lünen, u. Gisbert Böllhoff, Herdecke. Schienenunterlegplatte, insbesondere für Grubenbahnen. 15. III. 22.

Kl. 20 g, Gr. 1. M. 80 784. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Einrichtung zur Herbeiführung gleichmäßiger Laufrollenbelastung bei Drehscheiben. 9. III. 23.

Kl. 20 g, Gr. 1. M 81 059. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Rollenanordnung für die Hauptträgerenden oder den Königstuhloberteil von Drehscheiben. 31. III. 23.

Kl. 20 i, Gr. 8. H. 94 261. Fritz Horn, Stralauer Platz 32, u. Gotthold Isaac, Alexanderstr. 22, Berlin. Gelenklasche als Ersatz für den Zungendrehstuhl bei Eisenbahnweichen. 19. VII. 23.

Kl. 37 b, Gr. 5. J 23 008. Treuenfels & Co. G. m. b. H., Charlottenburg. Ringdübel für Holzverbindungen. 13. IX. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. K 84 474. Karl Keller, Stuttgart, Olgastr. 120, u. Dipl.-Ing. Richard Mensing, Neustadt a. d. Hardt. Staukörper für Klapp- oder Schützenwehre, Schleusentore usw. 5. I. 23.

Kl. 84 a, Gr. 3. N 21 043. Dr. Nolte, Hildesheim, Schützenwiese 38. Verfahren zur Ableitung von Kaliendlaugen und sonstigen Abwässern. 24. IV. 22.

Kl. 84 a, Gr. 6. St 36 083. Heinrich Stahl, Augsburg, Schwibbogengasse A 387. Werkkanal mit Kiesgasse. 28. VIII. 22.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. September 1923.

Kl. 19 f, Gr. 1. 383 067. Gewerkschaft ,,Werder", Hannover. Verfahren und Vorrichtung zum Auffahren von Strecken und Querschlägen. 29. X. 18. G 47 327.

Kl. 20 h, Gr. 4. 383 075. Anhaltische Kohlenwerke, Hauptverwaltung, Halle a. S. Sicherheitsvorrichtung zum Stillsetzen von Eisenbahnzügen. 5. IV. 21. A 35 212.

Kl. 20 i, Gr. 11. 383 447. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schaltung für dreistellige Eisenbahnsignale. 28. II. 23. S 62 272.

Kl. 20 i, Gr. 19. 383 255. Peter Lauber, Capellen/Geldern, u. Fritz Moseler, Crefeld, Hülserstr. 35. Selbsttätige Schrankenschließ- und Öffnungsvorrichtung für Eisenbahnstrecken. 27. VIII. 22. L. 56 324.

Kl. 20 i, Gr. 36. 383 140. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Streckenblockierung für zwei selbsttätig auf ein und demselben Strange in beiden Richtungen verkehrende Wagen. 25. II. 23. B 108 624.

Kl. 20 i, Gr. 39. 383 337. Johann Schwoneck, Weitmar-Bochum, Kohlenstr. 7. Signalvorrichtung für Rotten. 2. II. 23. 2. II. 23. Sch 67 010.

Kl. 84 b, Gr. 1. 383 093. Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges., Berlin. Doppelte zweistufige Schleusentreppe und Schleusung. 11. II. 22. F 51 104.

Kl. 84 d, Gr. 2. 383 094. Maschinenfabrik Buckau, Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Vorrichtung zur selbsttätigen Aufrechterhaltung der Kettenspannung bei Verstellung der Eimerleite von Baggern. 14. VI. 22. M 78 061.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. September 1923.

Kl. 19 a, Gr. 31. 383 780. The Woods-Gilbert Rail Remodelling Co Ltd., London., Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin W 8. Maschine zum Bearbeiten von Schienen mit vor dem Triebwagen angehängten, in der Längsrichtung geteilten Werkzeugwagen. 12. IV. 22. W 60 967.

Kl. 20 i, Gr. 4. 383 544. Johann Salzmann, u. Hermann Müller, Horstmar b. Lünen. Kletterweiche für Grubenbahnen. 20. II. 23. S 62 247.

Kl. 20 i, Gr. 5. 383 545. Arminius-Vertriebsgesellschaft m. b. H., Coswig i. Sa. Weichensicherung; Zus. z. Pat. 361 611. 30. III. 22. A 37 438.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. September 1923.

Kl. 20 g, Gr. 3. 384 230. Fritz Schrank, Cassel, Uhlandstr. 11. Senkrecht verschiebbare Plattform zum Überbrücken von Schiebebühnengruben. 12. XI. 22. Sch 66 332.

Kl. 20 g, Gr. 4. 384 387. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Vorrichtung zum Umsetzen von Eisenbahnwagen. 28. IV. 23. D 43 562.

Kl. 20 i, Gr. 9. 384 231. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis, Kletterweiche. 5. XI. 22. B 107 043.

Kl. 37 f, Gr. 3. 384 416. Wayß & Freytag A. G., Neustadt, Hardt. Auskleidung für Behälter und Leitungen aus Beton, Eisenbeton oder aus Mauerwerk in Zementmörtel. 8. II. 21. W 57463.

Kl. 37 f, Gr. 8. 384 037. Luftschiffbau Zeppelin G. m. b. H., u. Paul Jaray, Friedrichshafen. Luftschiffhallenanlage mit frei aufgestellten Wänden. 11. II. 22. L 54 938.

Kl. 80 a, Gr. 53. 384 471. Walter Reginald Hume, Maribyrnong, Victoria, Austral.; Vertr.: H. Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fliehkraftmaschinen zum Formen von durch Längseinlagen verstärkten Zementrohrkörpern. 7. II. 20. H 83 175. Großbritannien. 23. XII. 19.

Kl. 84 b, Gr. 1. 384 342. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Schiffsschleuse mit Einrichtung zum schnellen Füllen und Entleeren der Kammer. 11. III. 23. M 80 789.

Kl. 84 b, Gr. 1. 384 476. Emanuel Franz, Smichow b. Prag; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. Alexander Lang, Pat.-Anw., Berlin W 15. Aufenthaltlose Schiffahrtschleuse mit Querspiegelung. 28. II. 20. F 46 368.

Kl. 84 d, Gr. 2. 384 343. Deutsche Werke Akt.-Ges., Berlin. Getriebe für Baggerlöffel. 15. VI. 22. D 41 908.

Kl. 85 c, Gr. 6. 384 202. E. Posseyer, Abwasser- und Wasserreinigungs-G. m. b. H., Essen-Bredeney. Drehbarer Saugrüssel zur Entfernung des Schlammes aus Klärbecken. 5. V. 22. P 44 152.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Kompendium der Statik der Baukonstruktionen. Von Dr.-Ing. J. Pirlet. Zweiter Band. Die statisch unbestimmten Systeme, zweiter Teil. Berlin 1923. Verlag von Julius Springer.

Nachdem in dem ersten Teil des zweiten Bandes die allgemeine Theorie statisch unbestimmter Systeme, insbesondere Aufstellung der Elastizitätsgleichungen und allgemeine Lösungsmethoden behandelt worden sind, wendet sich der Verfasser in dem vorliegenden zweiten Teil der Berechnung der einfacheren statisch unbestimmten Stabwerke zu, wie sie dem Konstrukteur in der täglichen Praxis begegnen. Der Stoff ist eingeteilt in vollwandige Systeme mit geradlinigen Achsen, vollwandige Systeme mit gekrümmten Achsen und in Systeme, die aus vollwandigen und fachwerkartigen Teilen zusammengesetzt sind. Das Buch enthält damit eine eingehende rechnerische Behandlung des durchgehenden Trägers, des einfachen Rahmens, des Bogenträgers und der armierten Balken. An und für sich gibt es zahlreiche mehr oder minder gute Werke, die sich die gleiche Aufgabe stellen. Trotzdem ist es dem Verfasser gelungen, etwas Eigenartiges zu schaffen, das jeder junge oder ältere Ingenieur, der sich wissenschaftliches Denken und Fühlen bewahrt hat, mit Freuden zur Hand nehmen wird. Jeder Abschnitt wird gründlich mit wissenschaftlichem Ernst behandelt. Die Lösungsmöglichkeiten werden nebeneinander gestellt, so daß wirkliches Studium der Aufgaben ermöglicht wird, nicht nur Rechnungsverfahren gegeben werden. Trotz alledem sind überall die Lösungen für die üblichen Vereinfachungen im Aufbau der Tragwerke in geschlossenen Ausdrücken zusammengefaßt, so daß auch derjenige auf seine Rechnung kommt, der in dem Buche tabellarische Angaben über die äußeren Kräfte für die häufigsten Belastungsfälle sucht. Auf Einzelheiten weiter einzugehen, würde zu weit führen. Hervorzuheben ist jedoch die klare einfache Sprache, die gut gewählten vollkommen durchgerechneten Beispiele, die es dem angehenden Ingenieur außerordentlich erleichtern werden, der vorgetragenen Theorie volles Verständnis entgegenzubringen. Das Buch kann jedem an statischen Fragen interessierten Ingenieur aufs beste empfohlen werden. B.

Der Eisenbetonbau. Seine Theorie und Anwendung. Herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. E. Mörsch, Prof. an der Technischen Hochschule Stuttgart. Sechste neubearbeitete und vermehrte Auflage mit 361 Textabb. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart 1923. Grundzahl geb. 11.

Das klassische Werk von E. Mörsch in sechster Auflage: Die uns vorliegende 1. Hälfte des I. Bandes zeigt gegenüber dem vor erst 2½ Jahren erschienenen entsprechenden Teile nur wenig Veränderungen. Außer notwendigen Ergänzungen im Abschnitt über das Verhalten des Betons gegenüber chemischen Einflüssen sind die Bemessungstafeln für Plattenbalken und für die Querschnittbestimmung bei Belastung durch Achsialkraft und Momente erweitert und vervollständigt. Sie bilden in der jetzigen Form außerordentlich wertvolle Hilfsmittel zur Lösung der ihnen zufallenden Aufgaben. Das Werk von Mörsch ist so weit bekannt und dank seinem hohen wissenschaftlichen Stande und seiner innigen Verkettung von Theorie, Versuchsergebnissen und Erfahrungen der Praxis so einzig in seiner Art, daß es einer besonderen Herausbebung heute nicht mehr bedarf.

Die Ausstattung des Werkes trägt seinem Inhalt Rechnung und ist gleich ihm erstklassig. M. F.

Der Brückenbau. Nach Vorträgen, gehalten an der Deutschen Techn. Hochschule Prag. Von Dr.-Ing. e. h. Joseph Melan. III. Bd. Eiserne Brücken. Zweite Hälfte. Mit 339 Abb. im Text. Zweite Auflage. Verlag Franz Deuticke. Leipzig-Wien 1923.

Gegenüber der allseitig als erstklassig anerkannten I. Auflage bringt die neue keinerlei einschneidende Änderungen, sondern nur wenige Ergänzungen in den einzelnen Abschnitten.

Behandelt werden in Band II Durchlaufende Balkentragwerke, Bogenbrücken und Hängebrücken, alsdann der Querverband der eisernen Brücken und das Gewicht der eisernen Überbauten. In einem wertvollen Anhange wird ein Verzeichnis neuerer nach 1890 erbauter Eisenbrücken von mehr als 90 m Spannweite gegeben. Interessant ist, daß dieses Verzeichnis über 150 Eisenbahn- und wenig über 50 Straßenbrücken und 10 Schwebefähren in sich schließt.

Eine besondere Empfehlung dem Werke von Melan mit auf den Weg zu geben, erscheint bei seiner hohen Bedeutung und seinem Erfolg nicht notwendig. M. F.

Ebene Geometrie. Von B. Kerst. (Math.-phys. Bibliothek, Bd. 10). B. G. Teubner, Leipzig 1923. 36 Seiten. Preis kart. 0,70 M.

Das Heftchen bringt eine einfache Aneinanderreihung der elementarsten Begriffe und Lehrsätze der ebenen Geometrie. Die ungewöhnliche Zusammendrängung des Stoffes und das Fehlen aller praktischen Anwendungen, beides offenbar durch den äußerst knappen Rahmen bedingt, dürften seinen Wert gegenüber den in großer Anzahl bereits vorhandenen Leitfäden und Lehrbüchern über den gleichen Gegenstand nicht unbedeutend beeinträchtigen.

Prof. Dr.-Ing. Otto Israel.

## STELLENÜBERSICHT.

190. Statiker, bewährte Kraft, sof. schriftl. Angeb. Paul Binder, Hoch- und Tiefbau G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg, Simplonstraße 38. (D. Bztg. 86/87 27. 10.)

191. Dipl.-Ing. sof. ges. als Lehrer für Tiefbau auf Dienstvertrag für die Baugewerkeschule Neustadt (Mecklenburg). Gehaltsgruppe X der Besoldungsordnung für Reichsbeamte. Meldung sof. an den Rat der Stadt Neustadt (Mecklenburg). (D. Bztg. 86/87 27. 10.)

192. Geschäftsführer sof. für ein größeres Baugeschäft in Gleiwitz ges., tüchtige Kraft, im besonderen auch Repräsentationsperson. Es kommt nur in Frage ein Baurat oder Regierungsbaumeister. Hohes Gehalt u. Proz. vom Reingewinn zugesichert. Off. unter Y. 1049 a. d. Verlag d. D. Bztg., Berlin SW 11, Königgrätzer Straße 104. (D. Bztg. 86/87 27. 10.)

193. Bau- oder Kulturingenieur mit langjähr. Praxis i. Spezialgebiete der Wasserversorgung, womöglich auch im Brunnenbau, zielbewußter energischer Charakter, der imstande ist, d. Projektarbeiten eines großen technischen Büros erfolgreich zu leiten, ges. Ausf. Angeb. m. Lichtbild und Referenzen an die Verwaltung des Blattes unter Kennwort „Erste Kraft". Mitteilungen d. Deutschen Ingenieur-Vereins in Mähren, Heft 9. Brünn, Preßburger Str. 55.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander Berlin. Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstr. 8.

DER BAUINGENIEUR
4. Jahrgang 30. November 1923 Heft 22

# Zum fünfundzwanzigjährigen Bestehen des Deutschen Beton-Vereins.

In den Tagen, in denen diese Zeitschrift erscheint, am 5. Dezember, begeht der Deutsche Beton-Verein die 25. Wiederkehr des Tages, an dem er begründet wurde. Dieser Gedenktag bildet nicht nur einen ragenden Markstein in der Geschichte des Beton-Vereins, sondern auch in der geschichtlichen Entwicklung unseres ganzen deutschen Beton- und Eisenbetonbaues. An ihm nehmen nicht nur die engeren Fachkollegen teil, an ihm bringen auch die gesamten deutschen Bauingenieure und, soweit noch Verständnis für treue, hingebende Arbeit und wissenschaftlich-erfolgreiche Leistung außerhalb des Reiches vorhanden, auch weite technische Kreise des Auslandes ihre, von anerkennender Dankbarkeit getragenen Wünsche dem Deutschen Beton-Verein dar. Der zielbewußten, unentwegten und großzügigen Tätigkeit seiner Vorsitzenden, seiner Vorstände und aller seiner Mitglieder verdankt der Deutsche Beton-Verein es heute, daß er die ihm von seinem Gründer gestellten idealen Aufgaben, der Wissenschaft ein getreuer Hüter und steter Mehrer zu sein, durch sie die praktische Ausführung zu befruchten und zu heben und aus der Praxis wechselseitig die Kenntnis von Art, Wesen und Wirken von Baustoff und Kraft zu fördern, in vorbildlicher Weise zu lösen vermocht hat. Gleichwie die wissenschaftliche Erforschung und Prüfung unserer hydraulischen Bindemittel der innigen Zusammenarbeit von Praxis und Wissenschaft im Rahmen des Vereins Deutscher Portland-Zementfabrikanten zu danken und von Deutschland aus dann Gemeingut der anderen Völker geworden ist, so hat in gleichem Sinne und Maße und mit dem gleichen Erfolge der Deutsche Beton-Verein für die Erkenntnis und Verbreitung der Beton- und Verbundbauweise im Interesse der ganzen technischen Welt gewirkt. Und wenn später einmal ein Geschichtsschreiber der Entwicklung des Bauingenieurwesens gerecht werden wird, dann wird er in den wissenschaftlichen Veröffentlichungen des Deutschen Beton-Vereins, im besonderen in den hochbedeutsamen Protokollen seiner Hauptversammlungen, viele der Grundlagen und wissenschaftlichen wie praktischen Werte finden, auf denen die Gesamtheit der Technik den kühnen und doch so wohlgefügten Bau hat aufzurichten vermocht, den heute die Worte Beton- und Eisenbetonbau umschließen. Hier ist durch zweieinhalb Jahrzehnte getreueste deutsche Arbeit geleistet worden, eine Arbeit, deren Endziel immer das war, dem Gemeinwohl zu dienen.

Schwer sind die Zeiten, schwerer als viele es geahnt und befürchtet haben, unter denen der Deutsche Beton-Verein das Silberfest seines fünfundzwanzigjährigen Bestehens begeht. Wenn man aber heute der geleisteten Arbeit, der auch in schwierigsten Zeiten vollbrachten Kraftentfaltung, der nie rastenden und nie ermüdenden Arbeitsenergie, des hohen idealen Sinnes und der weitschauenden Führung gedenkt, die sich im Leben des Deutschen Beton-Vereins in jenen zweieinhalb Jahrzehnten widerspiegeln und verkörpern, so erneut sich die Zuversicht, daß deutsche Kraft und deutscher Willen, deutscher Geist und deutsche Treue sich nicht beugen und knechten lassen. So wird denn auch der Deutsche Beton-Verein, ein Abbild opferfreudiger Treue und starken Willens, eine feste Stütze der deutschen Wissenschaft über die schweren Tage der Jetztzeit seine Kraft und seine Arbeitsfreudigkeit hinüberretten in kommende Jahrzehnte. Dieses ist der innige Wunsch und die sichere Erwartung der deutschen Bauingenieure.

Dr. M. Foerster.

# DER DEUTSCHE BETON-VEREIN.

*Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel (Siegkreis).*

Der Deutsche Beton-Verein wird am 5. Dezember 1923 25 Jahre alt. Er ist am 5. Dezember 1898 im Saale B des Architektenhauses zu Berlin von „Cementwaren- und Kunststeinfabrikanten sowie von Betonbauunternehmern" gegründet worden als „Verein zur Förderung der gemeinsamen Interessen ihrer Gewerbe sowohl in fachwissenschaftlicher als auch in wirtschaftlicher Richtung". In die Anwesenheitsliste hatten sich bei der Gründungsversammlung 203 Personen eingetragen. Als Vorsitzender wurde einstimmig Hartwig Hüser, Obercassel (Siegkreis) gewählt. Leider sollte es ihm nicht beschieden sein, die Entwicklung des Vereins mit zu erleben. Schon wenige Wochen nach der Gründung stand der junge Verein trauernd an der Bahre seines ersten Vorsitzenden und Gründers. Die zweite Hauptversammlung wählte im Februar 1899 Eugen Dyckerhoff, Biebrich, zum Vorstandsmitglied, der Vorstand selbst ernannte ihn noch am gleichen Tage zu seinem Vorsitzenden und damit zum Vorsitzenden des Vereins. Nach 12jähriger, unermüdlicher, an Erfolgen reicher Amtsführung legte Geh. Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Eugen Dyckerhoff in der 14. Hauptversammlung im Februar 1911 sein Amt als Vorsitzender aus gesundheitlichen Rücksichten nieder und wurde in dankbarer Anerkennung seiner Tätigkeit für den Verein einstimmig zum Ehrenvorsitzenden ernannt. Zum Vorsitzenden wählte der Vorstand Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser, Obercassel (Siegkreis).

Schon in der Gründungsversammlung wurde nach eingehenden Erörterungen darüber abgestimmt und durch einstimmigen Beschluß festgelegt, „daß der Verein sich mit Konventionsangelegenheiten, Preisfragen usw. durchaus nicht befassen solle". Hartwig Hüser fügte dem hinzu: „Der Verein hat größere Aufgaben."

Die Geschichte des Vereins ist äußerlich umrahmt von wechselvollen Zeiten, Zeiten politischen und wirtschaftlichen Hoch- und Niederganges. In allen diesen Zeiten sind die Arbeiten des Vereins, die Zeugnis ablegen von der Leistungsfähigkeit seiner Mitglieder, von fruchtbringenden Wechselbeziehungen und lohnender Gemeinsamkeitsarbeit zwischen staatlichen, städtischen, privaten Bauherren, Baupolizei und Bauindustrie nach Möglichkeit weitergeführt und gefördert worden. So ist der Verein trotz äußeren wirtschaftlichen Niederganges innerlich stärker und größer geworden, und er kann in seiner 26. Mitgliederversammlung, die in diesen Tagen in Berlin stattfindet, mit Stolz und innerer Befriedigung auf die Arbeit der hinter ihm liegenden 25 Jahre zurückblicken.

Die Hauptaufgabe des Vereins bestand darin, die Beton- und Eisenbetonbauweise zunächst einmal auf feste Füße zu stellen und alsdann ihre Weiterentwicklung theoretisch und praktisch zu fördern. Hierzu kam die Sorge um die Herstellung und die Verwendung der Zementwaren und Betonwerksteine. Die Erfüllung dieser Aufgaben erforderte von den Vereinsmitgliedern viel Selbstverleugnung, Hintanstellung des Konkurrenzkampfes, wenn es das große Allgemeine galt, ganz im Sinne der Worte, die Hartwig Hüser am Schluß der Gründungsversammlung den Mitgliedern zurief, daß die Vereinsgründung einen gewaltigen Umschwung in den Verhältnissen herbeiführen werde, wenn Konkurrenzneid und Mißgunst der Glieder unterdrückt und in jeder Förderung der gemeinsamen Interessen ein Gewinn der Gesamtheit erblickt werde.

Und fürwahr, im Deutschen Beton-Verein und vor allem in seinem Vorstand hat sich im Laufe der Jahre eine Zusammenarbeit entwickelt, die mustergültig und vorbildlich genannt werden kann. Die Vereinsmitglieder fühlen sich seit Jahren auf den Hauptversammlungen wie zu einer großen Familie gehörig. Die vorausschauenden Worte des ersten Vorsitzenden am Schluß der Gründungsversammlung „Der Verein aber und seine ständige Vertretungsstelle wird der Mittelpunkt werden, wo alle unsere Interessen Fühlung miteinander nehmen können" sind in vollkommener Weise in Erfüllung gegangen.

Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues und der Betonwerksteinherstellung ist durch die Arbeiten des Vereins maßgebend beeinflußt und in außerordentlich ergiebiger Weise befruchtet worden. Inwieweit dies im einzelnen der Fall war, habe ich in einer zur 26. Hauptversammlung des Vereins erscheinenden Schrift „Der Beton- und Eisenbetonbau 1898—1923. Ein Bild technischer Entwicklung" darzulegen versucht. Hier kann ich mich darauf beschränken, einiges herauszugreifen.

Bald nach der Vereinsgründung war man sich darüber klar, daß die Beton- und Eisenbetonbauweise vor allem dadurch gefördert werden mußte, daß man ihr feste Grundlagen gab. Es ist das ausgesprochene Verdienst des damaligen Vorsitzenden und jetzigen Ehrenvorsitzenden, Eugen Dyckerhoff, daß er gleich von Anfang an zur Bearbeitung von Ausführungs- und Prüfungsvorschriften, zur Beratung über erforderliche Betonversuche die maßgebenden Behörden des Reiches und der Bundesstaaten heranzuziehen wußte und so die Vereinsarbeit auf eine breitere Grundlage stellte. Die vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten, die mit dem Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine zusammen bearbeitet und im Jahre 1904 herausgegeben wurden, und die Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton, die in Gemeinschaft mit den Vertretern der deutschen Bundesstaaten, der Materialprüfungsämter u. a. bearbeitet wurden, wurden die Vorläufer der amtlichen Bestimmungen für Beton- und Eisenbetonbauten, die ersten Versuchspläne wurden die späteren Hauptarbeitspläne I und II des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

Die Entstehung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, der in seiner Gründungssitzung am 8./9. Januar 1907 diesen Namen annahm, ist auf die vorbereitenden Arbeiten des Deutschen Beton-Vereins zurückzuführen. Vom Jahre 1907 ab war der Verein im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton ständig vertreten und hat bei der Bearbeitung neuer Versuchspläne, bei den Besprechungen über die Durchführung laufender Versuche und bei der Aufstellung und Neubearbeitung der amtlichen Beton- und Eisenbetonbestimmungen jederzeit maßgebend mitgewirkt. Die Bedeutung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton und der Wert seiner Arbeiten ist in der Fachwelt zu bekannt, als daß hier besonders darüber gesprochen werden müßte. Sicher ist, daß die Beton- und Eisenbetonindustrie dieser Körperschaft außerordentlich viel zu danken hat.

Außerhalb des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton nahm die Vereinsarbeit mit der Zeit immer größeren Umfang an. In allen Fragen, die mit der Beton- und Eisenbetonbauweise in irgendeinem Zusammenhang standen, wurde der Deutsche Beton-Verein als maßgebende Körperschaft herangezogen; so ergab sich eine Zusammenarbeit mit Behörden und Verbänden in staatlichen und anderen Ausschüssen, und man kann behaupten, daß heute in Deutschland jede Frage, die für die Beton- und Eisenbetonbauweise von Bedeutung ist oder mit ihr nur irgendwie im Zusammenhang steht, gemeinsam mit dem Deutschen Beton-Verein erörtert wird. Der Einfluß und das Ansehen, das der Verein genießt, ist außerordentlich gewachsen und die Beton- und Eisenbetonbauweise ohne die technisch-wissenschaftliche Vertretung, die sie im Deutschen Beton-Verein hat, heute undenkbar.

Auf Einzelheiten einzugehen, muß ich mir versagen. Ich will aber erwähnen die Mitarbeit des Deutschen Beton-Vereins im Ausschuß für Versuche mit hydraulischen Bindemitteln im Seewasser, bei Bearbeitung der deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Hochofenzement, im Ausschuß zur Untersuchung der Verwendbarkeit von Hochofenschlacke zu Betonzwecken, im Normenausschuß der Deutschen Industrie. Ich will weiter anführen die Durchführung der Versuche mit Betonrundeisen, der Versuche mit

Bimsbeton, die Belastungsprobe der Düsseldorfer Ausstellungsbrücke im Jahre 1908, die Bearbeitung und Herausgabe der Schiedsgerichtsordnung und der Sachverständigenliste, die Einrichtung der Bauunfallstatistik, die Bearbeitung der Bedingungen für Beton- und Eisenbetonarbeiten gemeinsam mit dem Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland, die Bemühungen um eine möglichst vollkommene Ausbildung des Bauingenieurnachwuchses auf den Hoch- und Baugewerkschulen, die Arbeiten des Ausschusses für Beton-Waren und -Werkstein, vor allem die Ausarbeitung der Leitsätze für Ausführung von Zementrohrleitungen und die Aufstellung der Leitsätze für die Prüfung von Zementrohren nebst Tabelle über die Mindesttraglasten von Zementrohren. Ich denke an die vielen Druckschriften, die im Laufe der Jahre durch den Verein herausgegeben wurden und die alle der Förderung und Ausbreitung der Beton- und Eisenbetonbauweise bzw. der Betonwerksteinverwendung dienten, an die ständige Auskunftserteilung an die Vereinsmitglieder, an die Herausgabe der eigenen Literaturübersicht u. a. m. Besonders hinweisen möchte ich schließlich auf die Bedeutung der Hauptversammlungen des Deutschen Beton-Vereins, in denen sich seit Bestehen des Vereins, und zwar in immer steigendem Maße Vertreter der Wissenschaft und der Baupraxis zusammenfanden, um gemeinsam wichtige theoretische und praktische Fragen des Baugebietes zu besprechen. Der zahlreiche Besuch von Vertretern der staatlichen und städtischen Behörden, der Technischen Hochschulen und Materialprüfungsämter, befreundeter Vereine und Verbände und aus dem Kreise der Vereinsmitglieder hat die Hauptversammlungen des Deutschen Beton-Vereins zu hochstehenden technisch-wissenschaftlichen Beton- und Ingenieurkongressen Deutschlands gemacht, und die Beton- und Eisenbetonbauweise hat durch diese Hauptversammlungen eine ganz besondere Förderung erfahren. An sonstigen öffentlichen Veranstaltungen sind die Wanderversammlungen des Deutschen Beton-Vereins und seine Beteiligung an Bauausstellungen zu nennen.

Die Arbeiten des Vereins sind durch die Mitarbeit und Unterstützung von Behörden, Technischen Hochschulen, Materialprüfungsämtern, Männern der Wissenschaft und der Praxis in außerordentlich wirksamer Weise gefördert und durch die Anhänglichkeit, Beitragsfreudigkeit und ständige Mitarbeit der Vereinsmitglieder ermöglicht worden. Möchte dem Deutschen Beton-Verein auch jetzt in den Zeiten der Not, wo es gilt, besondere Opfer zu bringen, die Mitarbeit seiner Mitglieder, die ihm freiwillig und ohne Zwangseinrichtung angehören, erhalten bleiben, damit er in der Lage ist, in der gleichen Weise wie seither zur Unterstützung der Mitglieder und zur weiteren Förderung der Beton- und Eisenbetonbauweise weiter zu arbeiten als technisch-wissenschaftlicher Sammelpunkt für die Beton- und Eisenbeton-Industrie.

---

# DIE AUFSCHLIESSUNG DER INSEL WILHELMSBURG.

*Von Hubert Engels.*

Das preußische Staatsministerium hat im vergangenen Mai dem Landtage einen Gesetzentwurf vorgelegt, nach dem der Staat ermächtigt werden soll, für die industrielle Erschließung der Insel Wilhelmsburg durch Förderung der Seeschiffahrt und der Binnenschiffahrt einen Gesamtbetrag von 20 450 000 Goldmark zu verwenden, und zwar für den Ausbau des Reiherstieges und der Rethe einen Betrag von 7 650 000 und für den Bau eines Kanals im Ostteile der Insel einen Betrag von 12 800 000 Goldmark. Unter Hinweis auf den Lageplan entnehmen wir der amtlichen Begründung das Folgende:

Die von der Norderelbe, Süderelbe und dem Köhlbrand eingeschlossene Insel Wilhelmsburg wird durch die Bahn von Hamburg nach Harburg in annähernd zwei gleiche Teile geteilt. Die im Zuge dieser Bahn liegenden Brücken über Norder- und Süderelbe bilden die Grenze der Seeschiffahrt. In den Bereich der Seeschiffahrt fällt also nur der westlich der Bahn gelegene Teil der Insel. Im Westen der Bahn, ihr etwa gleichlaufend, durchschneidet der Reiherstieg die Insel, ein an seinem oberen, südlichen Ende durch eine Schleuse abgesperrter und dadurch stromlos gemachter Flußarm. Etwa in seiner Mitte zweigt nach Westen hin zum Köhlbrand die Rethe ab, ein in seinem oberen Teile fast verlandeter Stromarm. Der preußische Teil der Insel Wilhelmsburg ist gegenüber dem hamburgischen nur sehr gering entwickelt, weil die die Schiffahrtsstraße zur See bildenden Süderelbe und Köhlbrand nicht entfernt die Wassertiefe hatten wie die Norderelbe. Erst im ,,Köhlbrandvertrag" von 1908 hat Preußen das Recht erlangt, in der auf Hamburger Gebiet liegenden Köhlbrandstrecke die gleiche Wassertiefe zu unterhalten, wie sie die Norderelbe vor dem Hamburger Hafen besitzt. Die Vertiefung des Köhlbrands und der Süderelbe war kurz vor Ausbruch des Weltkrieges vollendet, die weitere Erschließung Wilhelmsburgs sollte folgen, wurde aber bis heute verzögert. Dieses beste und wertvollste Hafengelände Deutschlands muß aber zugunsten des mehr und mehr drängenden Wiederaufbaues der deutschen Wirtschaft nutzbar gemacht werden. Das Gebiet westlich der Bahn ist für Seehandelshäfen und solche gewerblichen Anlagen bestimmt, die unmittelbaren Verkehr mit den Seeschiffen erfordern, während die Gebiete östlich der Bahn nur dem Binnenschiffsverkehr zugänglich gemacht werden können. Da Umschlag im reinen Binnenverkehr kaum vorkommt, so sind die letzteren Gebiete nur für gewerbliche Niederlassungen vorbehalten, während das Gebiet westlich der Bahn für Seehandelshäfen und solche gewerblichen Anlagen bestimmt ist, die unmittelbaren Verkehr mit dem Seeschiff erfordern. Alle gewerblichen Anlagen, die nicht unbedingt diesem unmittelbaren Umschlag zum Seeschiff und damit seeschifftiefes Wasser brauchen, müssen in das Gebiet östlich der Bahn verwiesen werden.

Zur Zeit liegt für Preußen keine Notwendigkeit vor, auf dem Gebiet von Kattwyk-Hoheschaar, das an sich dazu wohl sich eignete, Handelshäfen zu schaffen. Überdies würden diese einen Wettbewerb zu den jetzt im Ausbau begriffenen Hamburger Häfen bedeuten. Ein solcher Wettbewerb ist aber zu vermeiden, vielmehr werden nur solche Bauten auszuführen sein, die vom allgemeinen deutschen Standpunkt aus geboten sind. Deshalb ist zunächst nur der Ausbau des preußischen Teiles des Reiherstieges und seine Verbindung über die gleichfalls auszubauende Rethe mit dem Köhlbrand vorgesehen. Das nördlich der Rethe liegende Stück des Reiherstieges bleibt vorläufig unverändert liegen.

Der Gleisanschluß des ganzen Gebietes soll zunächst vom Bahnhof Wilhelmsburg aus bis zur Sperrschleuse des Reiherstieges gebaut werden. Von der Sperrschleuse soll ein Stammgleis für alle künftigen Anschlüsse bis zur Nordspitze des Gutsbezirks Kattwyk-Hoheschaar so geführt werden, daß es tunlichst die erst später endgültig festzulegenden Hafenpläne nicht stört.

Die Ostseite der Insel soll durch einen Kanal aufgeschlossen werden, der ähnlich wie der Reiherstieg von der Süderelbe quer durch die Insel zur Norderelbe führt. Der Kanal wird an seinem südlichen Ende durch eine Sperrschleuse abgeschlossen, so daß er nicht durchströmt wird. Nach Norden steht er in offener, aber nicht unmittelbarer und selbständiger Verbindung mit der Norderelbe. Da das Gelände unter Mittelhochwasser liegt, wird der Kanal zunächst eingedeicht. Später sollen mit der fortschreitenden Besiedlung seitliche Stichkanäle abgezweigt werden. Zur hochwasserfreien Aufhöhung des Geländes sollen die Bodenmengen verwendet werden, die beim Aushub der Kanäle, bei den Bauten im Westteile der Insel und bei den Unterhaltungsbaggerungen im Strom gewonnen werden.

Die Geländezungen zwischen den Stichkanälen werden vom Land her durch Straßen- und Eisenbahnanschlüsse zu-

gänglich gemacht, und zwar sollen die Gleise entweder zum Bahnhof Wilhelmsburg geführt, gegebenenfalls über den von Hamburg geplanten Peutebahnhof im Norden oder an der Bunthauser Spitze in eine von der Reichsbahn geplante Güterumgehungsbahn zwischen den neuen Verschiebebahnhöfen Meckelfeld (östlich Harburg) und Billwärder (östlich Hamburg). In letzterem Falle könnten auch die Hafenanlagen im Westteile der Insel an die Umgehungsbahn angeschlossen werden.

Soweit die wesentlichsten technischen Einzelheiten der Vorlage.




Der gutachtlich gefragte Staatsrat hat dem ersten Teil der Vorlage (Ausbau von Reiherstieg und Rethe) zugestimmt, gegen den zweiten Teil der Vorlage (Bau eines Kanals durch den östlichen Teil der Insel) folgende Einwendungen erhoben, denen das Staatsministerium allerdings nicht beigepflichtet hat. Gegenüber der dem Staate zugemuteten hohen finanziellen Belastung erscheine diese Frage noch nicht genügend geklärt. Die Behauptung der Gemeinde Wilhelmsburg, daß die Verbesserung der Wasserwege auf dem bestehenden Ernst-August-Kanal und dem nördlichen, nach der Vorlage noch nicht aus-

zubauenden Teil des Reiherstiegs näherliege und vorweg, mindestens gleichzeitig geschehen müsse, könne nicht ohne weiteres als unbegründet zurückgewiesen werden. Daß gerade an dem geplanten Kanal ein dringendes auf andere Weise nicht zu befriedigendes Bedürfnis zur Ansiedlung von Binnenschiffahrtsindustrie vorliege, erscheine als noch nicht genügend nachgewiesen.

Da die u. E. im allgemeinen deutschen Interesse so wünschenswerte Zusammenfassung des gesamten Gebietes der Stromspaltung zwischen Norder- und Süderelbe einschließlich Harburg unter hamburgische Staatshoheit z. Zt. leider aussichtslos zu sein scheint, wird man die Vorlage an sich nur begrüßen können, insbesondere auch den in ihr zum Ausdruck gebrachten Grundsatz, einen Wettbewerb mit Hamburg zu vermeiden und nur solche Bauten auszuführen, die vom allgemeinen deutschen Standpunkt aus geboten sind. Was unter solchen Bauten zu verstehen ist, kann aber nur in gemeinsamer Beratung mit Hamburg, zu der Hamburg als gleichberechtigter Verhandlungsteilnehmer hinzugezogen werden müßte, festgestellt werden. So glauben wir, daß Hamburg begründete Einwendungen gegen den Ausbau des südlichen Reiherstiegs, über die Rethe hinaus, zu einer Seeschiffahrtsstraße geltend machen wird, und daß es sich auch den Bedenken des Staatsrats gegen den zweiten Teil der Vorlage anschließen wird. Wir sind auch der Meinung, daß das im Osten der Insel geplante, für eine absehbare Zukunft wohl mehr als reichliche Industriekanalnetz zweckmäßiger gestaltet, mit selbständiger Ausmündung zur Norderelbe versehen und an den mitten auf der Insel gelegenen Rangierbahnhof Wilhelmsburg, d. h. nur von einer Seite, von Westen her, Eisenbahnanschluß erhalten könnte. So wird voraussichtlich die Planung eine gegen die jetzige Vorlage wesentlich veränderte Gestaltung erfahren.

---

# FORTSCHRITTE DES GRUNDWASSERABSENKUNGSVERFAHRENS, DARGESTELLT AN NEUEREN AUSFÜHRUNGEN.

*Von Regierungsbaumeister Sichardt (Siemens-Bauunion).*

Die Entwicklung der Technik und des Verkehrs hat dem Tiefbauingenieur neue Aufgaben gestellt, die insbesondere dadurch gekennzeichnet sind, daß bedeutend größere Gründungstiefen als früher verlangt werden und vor allem, daß Bauwerke herzustellen sind, die mit wesentlichen Bestandteilen völlig in das Grundwasser eintauchen müssen. Hierzu gehören vornehmlich Untergrundbahnen, Schleusen, Tiefkeller, Kanäle für die Wasserversorgung und Entwässerung der Städte usw. Eine wirtschaftliche und zugleich zuverlässige Ausführung vieler solcher Bauwerke ist erst durch die Einführung der Grundwasserabsenkungsbauweise ermöglicht worden. Es sei hier nur auf die Ausführung der großen Schleusenbauten in Emden und am Nord-Ostseekanal und auf den Bau der Berliner Untergrundbahnen hingewiesen. Besonders wichtig war es bei der Ausführung der letztgenannten Bauten, daß die Anwendung der Grundwasserabsenkung sich auch bei der Untertunnelung von Wasserläufen bewährte und sich den alten schon bekannten Bauverfahren zum mindesten ebenbürtig an die Seite stellte. In Städten mit hohem Grundwasserstand, wie beispielsweise Berlin, hat die Einführung der Grundwasserabsenkungsbauweise bewirkt, daß man heute bei der Anordnung der Kelleranlagen keine Rücksicht mehr auf das Vorhandensein des Grundwassers zu nehmen braucht. Bei dem späteren Einbau von Tiefkellern in bestehende Gebäude sowie bei der Ausführung von Unterfangungen, die hierbei notwendig werden, und die auch sonst als Folge von Tiefgründungen aller Art in der Nähe von Gebäuden häufig erforderlich sind, ist die Grundwasserabsenkungsbauweise heute das vorherrschende Bauverfahren, ohne welches die Ausführung der genannten Arbeiten nur sehr umständlich und unter großen Kosten (Gefriergründung) möglich ist.

Die Grundwasserabsenkung hat, seitdem sie Eingang in den Tiefbau fand, ihr Anwendungsgebiet beständig vergrößert. Bei der Bedeutung, die dem Verfahren in der Tiefbautechnik zukommt, erscheint es angezeigt, einen Überblick über den

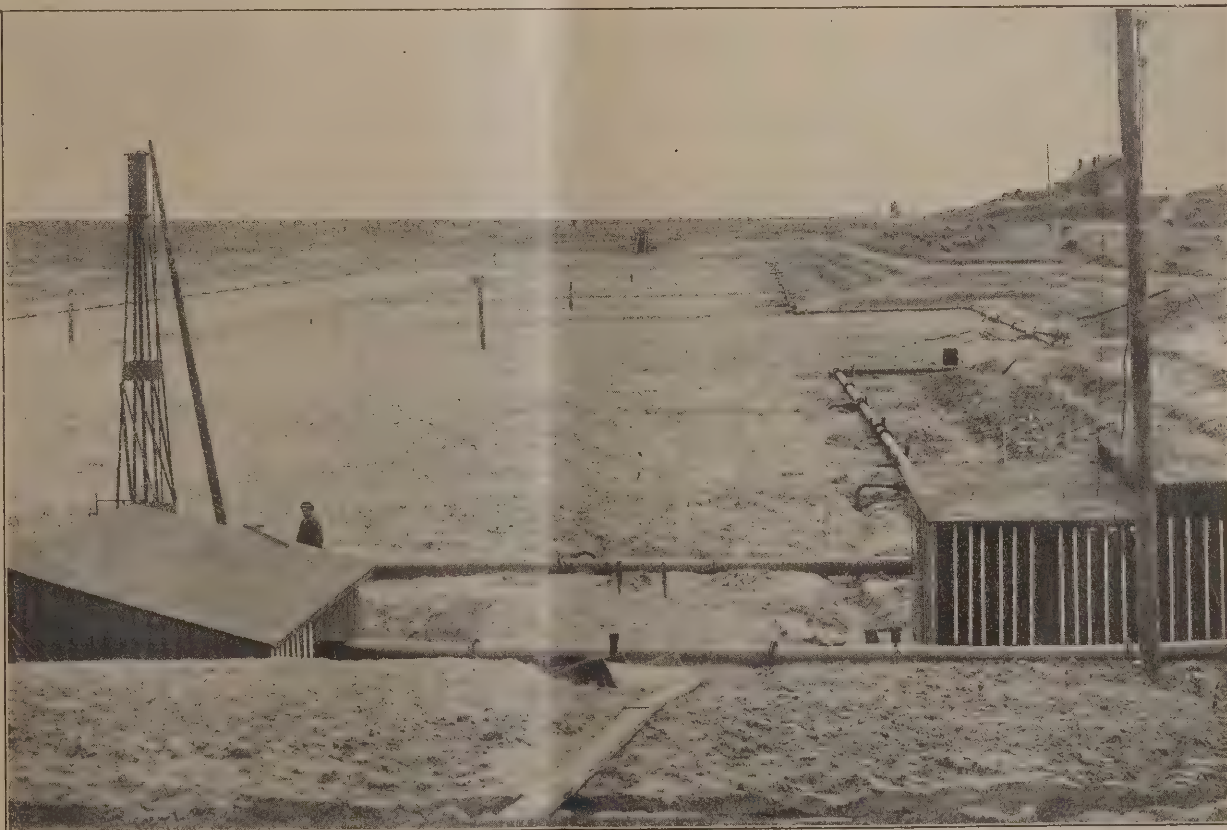


Abb. 2. Dritte Schleuse in Wemeldinge (Holland). Beginn der Grundwasserabsenkung. Lage der Saugeleitung auf Ordinate — 3,75.

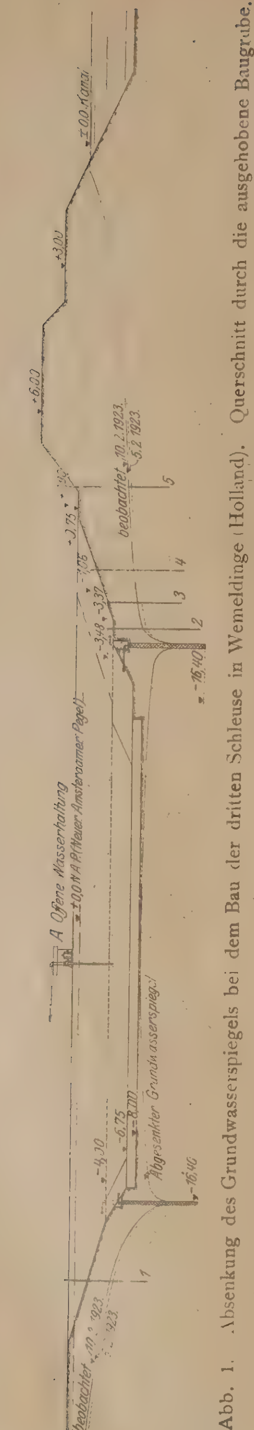



Abb. 1. Absenkung des Grundwasserspiegels bei dem Bau der dritten Schleuse in Wemeldinge (Holland). Querschnitt durch die ausgehobene Baugrube.

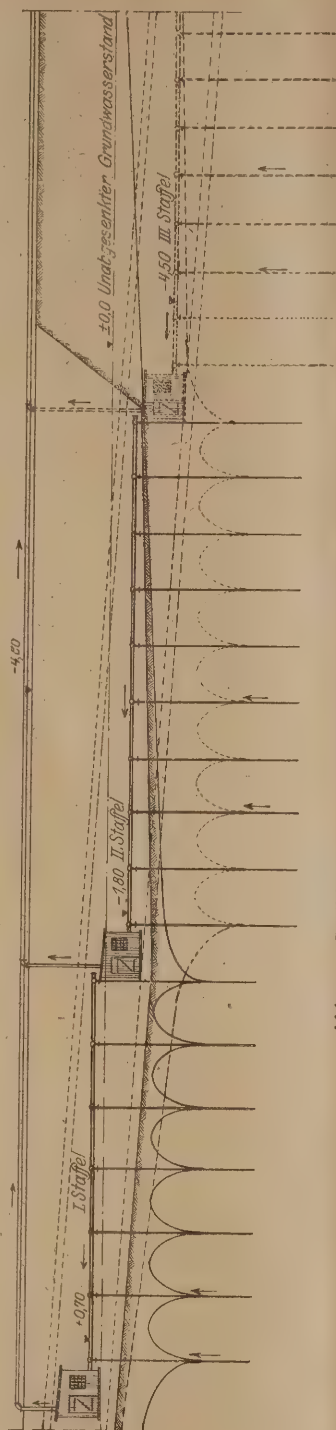



Abb. 3. Staffelung in der Längsrichtung (Untergrundbahnrampe).

heutigen Stand desselben zu geben. Dies hat um so mehr Berechtigung, als in den letzten Jahren zwar eine Reihe bemerkenswerter Schriften und Aufsätze über einzelne Fragen des Grundwasserabsenkungsverfahrens in der Fachliteratur veröffentlicht worden sind, eine neuere zusammenfassende Bearbeitung jedoch nicht erschienen ist.

Kennzeichnend für den heutigen Stand der Grundwasserabsenkungsbauweise sind: erstens die erreichbare Gründungstiefe, zweitens die Möglichkeit der Anwendung des Verfahrens bei den verschiedensten Bodenarten, drittens die technischen Verbesserungen, die die Anwendung auch bei dem Vorkommen von stark gashaltigem Wasser ermöglichen und verschiedene Vereinfachungen im Betriebe der Grundwasserabsenkungsanlagen mit sich bringen.

Mit Hilfe der Grundwasserabsenkung können heute alle bei Tiefbauten erforderlichen Gründungstiefen erreicht werden. Sofern die geologischen und hydrologischen Verhältnisse der Baustelle die Anwendung des Verfahrens ermöglichen, gibt es in bezug auf die Gründungstiefe keine Grenzen für die Grundwasserabsenkung. Das Verfahren hat sich deshalb im Tiefbau mehr und mehr eingebürgert. Im Bergbau, wo besonders große Gründungstiefen bei dem Bau der Schächte vorkommen, stand man der Grundwasserabsenkung bisher fremd gegenüber. Doch auch hier bereitet sich ein Wandel vor. Im Senftenberger Braunkohlenrevier wird zur Zeit ein Schacht unter dem Schutze einer Grundwasserabsenkung mittels Rohrbrunnen ausgeführt. Das Gelingen dieser Bauausführung, an dem man nicht zweifelt, ist für die Erschließung aller von Grundwasser führenden Bodenschichten überlagerten Braunkohlenfelder von hoher Bedeutung. Für die Anwendung der Grundwasserabsenkung bieten sich hier noch ausgedehnte Möglichkeiten.

Die Erreichung größerer Gründungstiefen erfolgt zumeist durch Staffelung. Bei Gründungstiefen von etwa 3,50 bis 5 m kommt man im allgemeinen mit einer Staffel aus. Bei größeren Tiefen baut man unter dem Schutze der ersten Staffel eine zweite ein, und nach deren Inbetriebnahme unter dem Schutze dieser zweiten Staffel, wenn nötig, eine dritte usw. In manchen Fällen ist es auch möglich, sich zunächst mit offener Wasserhaltung um eine gewisse Tiefe herunterzuarbeiten und später eine oder mehrere Staffeln zur Erreichung der endgültigen Gründungstiefe einzubauen. Ein solches kombiniertes Verfahren, bei welchem die oberen Staffeln durch eine offene Wasserhaltung ersetzt werden, ist besonders bei wenig durchlässigen Bodenschichten, wie sie an der deutschen und holländischen Nordseeküste vorliegen, vielfach am Platze. Bei dem Vorkommen solcher wenig durchlässigen Bodenschichten ist man mitunter allein mit offener Wasserhaltung vorgegangen. Man sollte indessen wenigstens das letzte Stück der Trockenlegung (etwa 3 m) stets mit Grundwasserabsenkung mittels Rohrbrunnen ausführen, da man nur durch diese Maßnahme auf eine völlig trockene Baugrube rechnen kann und die mit zunehmender Baugrubentiefe wachsende Gefahr des Zusammenfließens der Baugrubenböschungen mit Sicherheit vermeidet.

Das eben geschilderte Vorgehen ist bei der Trockenlegung der Baugrube der zur Zeit im Bau befindlichen dritten Schleuse in Wemeldinge (Holland) angewendet worden. Abb. 1 zeigt den Querschnitt der Baugrube. Unter dem Schutze der offenen Wasserhaltung A (Kreiselpumpe mit Dieselmotor) wurden die Erdarbeiten bis zur Ordinate — 4,0 ausgeführt. Erst dann erfolgte der Einbau einer Brunnenstaffel, deren Saugeleitung auf Ordinate — 3,75 gelegt wurde. In dem an der Baustelle vorhandenen sehr feinen Sandboden, in dem stark schlamm- und klaihaltige Schichten eingelagert sind, war nicht damit zu rechnen, daß die erforderliche Gesamtabsenkung, die in der Schleusenkammer die Ordinate — 7,75 und in den Häuptern — 8,0 erreichen muß, mit einer auf — 3,75 liegenden Staffel erzielt werden konnte. Deshalb wurde die Anlage so eingerichtet, daß die ganze Staffel, dem Fortschritt der unter ihrem Schutze auszuführenden Erdarbeiten folgend, allmählich um zwei Meter tiefer gelegt werden konnte. (Vgl. über diese Art der Staffelung die weiter unten folgenden Ausführungen.) Abb. 2 zeigt die Baugrube nach Einbau der Brunnenstaffel. Im Hintergrund ist die offene Wasserhaltungsanlage zu erkennen.

Die Tieferstaffelung kann auf verschiedene Weise erfolgen. Bisher am meisten angewandt wurde die stufenförmige Staffelung mit mehreren parallelen Reihen- oder Ringstaffeln von gleicher Länge. In neuerer Zeit hat man durch eine zweckmäßigere Anpassung der Erdarbeiten eine wirtschaftlichere Ausführung der Grundwasserabsenkung dadurch erzielt, daß man die Erdarbeiten zunächst für einen Teil der Baugrube allein so tief geführt hat, bis man die Bausohle erreichte. Hierdurch wird es ermöglicht, die oberen Staffeln nur teilweise auszubilden. Nach Erreichung der Bausohle und nach Fertigstellung eines Teiles der untersten Staffel wird diese allmählich

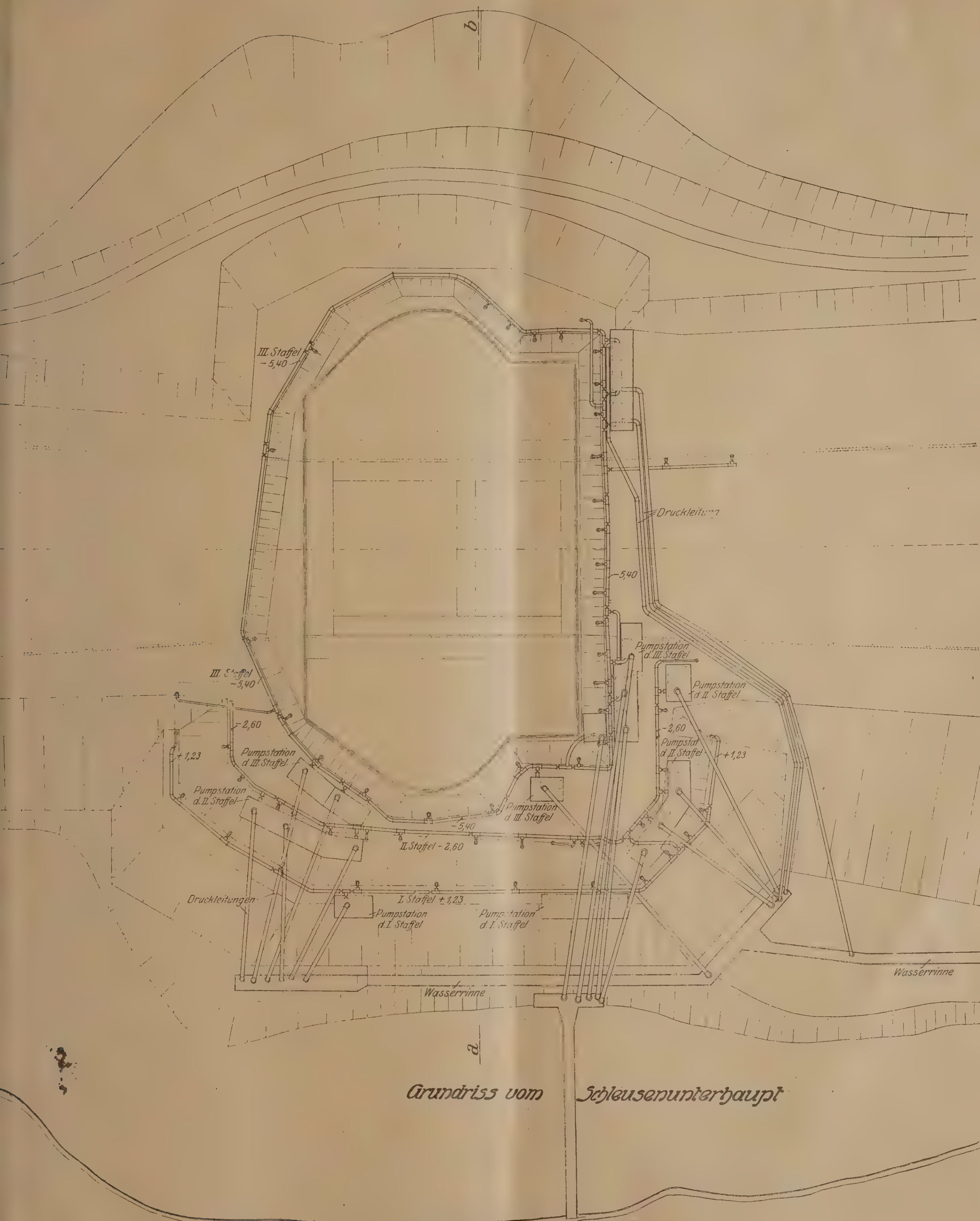



Abb. 4. Grundwasserabsenkungsanlage bei dem Bau der Neuen Schleuse in Södersälje (Schweden)

ausgebaut. Ein solcher Bauvorgang wird insbesondere mit Rücksicht auf eine etwa gestellte Baufrist nicht überall möglich sein, immerhin ist eine derartige Lösung nach Möglichkeit anzustreben.

Vielfach wird neuerdings auch eine Staffelung in der Längsrichtung angewandt, insbesondere im Untergrundbahnbau. Wenn z. B. eine Untergrundbahn in einer Rampe anzulegen ist, so baut man zunächst, je nach der Breite der Baugrube, eine oder mehrere Reihenstaffeln, deren Saugeleitung auf derselben Höhe liegen, ein. Da auch in der Längsrichtung der Staffeln eine Absenkung erreicht wird, ist es möglich, unter dem Schutze der im Betriebe befindlichen Brunnenreihen in der Längsrichtung weitere Brunnen an eine Saugeleitung anzuschließen, die bereits tiefer als die Saugeleitung der zuerst in Betrieb genommenen Reihe liegt. Dieser Vorgang wird, der Höhenlage des Tunnels folgend, entsprechend wiederholt. Man erreicht hierdurch, daß schließlich auch an der Stelle des Tunnels, wo er am tiefsten in das Grundwasser eintaucht, nur eine einzige Staffel erforderlich ist. Abb. 3 zeigt die Anordnung für eine Staffelung in der Längsrichtung. Die Anwendung der vorbeschriebenen Staffelungsart in der Längsrichtung ist nicht auf langgestreckte allmählich sich vertiefende Baugruben beschränkt. Ebenso ist es nicht notwendig, daß sich die tiefere Haltung unmittelbar an die nächsthöhere anschließt.



Abb. 5. Neue Schleuse in Södertälje (Schweden). Blick in die Baugrube des Unterhauptes, Staffel I und II in Betrieb; der Löffelbagger schafft Platz für den Einbau der Staffel III.

Die in den Jahren 1920 bis 1922 ausgeführte Grundwasserabsenkung beim Bau der Neuen Schleuse in Södertälje (Schweden) stellt eine besonders interessante Anwendung des Verfahrens dar, da hierbei sowohl die Staffelung mit beschränktem Ausbau der oberen Staffeln, als auch die Staffelung in der Längsrichtung zur Anwendung kamen. Die erforderliche Absenkung betrug im Unterhaupt 12,8 m und im Oberhaupt 11,90 m unter M. W. der Ostsee und es waren im Entwurfe zu ihrer Erreichung 3 Staffeln vorgesehen. Zuerst wurde die oberste Staffel des Schleusenunterhauptes in Betrieb genommen. Die hierdurch in der Baugrube des Oberhauptes erzielte Absenkung gestattete es hier, die oberste Staffel um 2 m tiefer einzubauen. Dadurch war es möglich, im Oberhaupt mit zwei- statt der im Entwurf vorgesehenen drei Staffeln — auszukommen. Das Unterhaupt (vgl. Abb. 4 u. 5) erhielt drei Staffeln, von denen jedoch die erste und zweite nur teilweise auf der Flußseite ausgebaut wurden. Der Einbau der dritten Staffel erfolgte auf derselben Seite im Schutze der oberen Staffeln, der weitere Ausbau zur Ringstaffel geschah abschnittweise unter Ausnutzung der von den bereits in Betrieb genommenen Brunnen erzielten Absenkung. Infolge der ausreichenden Einwirkung der bei den Häuptern eingebauten Anlagen, war in der Schleusenkammer keine besondere Absenkungsanlage erforderlich. Im ganzen kamen 105 Brunnen, davon 46 im Oberhaupte und 59 im Unterhaupte, zur Ausführung. Die Brunnen wurden mit Bohrrohren von 400 mm Dmr. gebohrt, die Filterrohre erhielten einen Durchmesser von 290 mm und die Einhängerohre einen solchen von 200 mm. Die Pumpenanlage umfaßte 23 Stück Pumpensätze, von denen bis zu 15 Stück gleichzeitig in Betrieb waren, während die übrigen in Bereitschaft standen.

In engen Baugruben wendet man zur Erreichung größerer Gründungstiefen auch eine Art der Staffelung an, die man als „Staffelung in sich selbst" bezeichnen kann. Hat man z. B. eine Absenkung des Grundwassers von 10,50 m Tiefe auszuführen, so benötigt man bei einer Bodenbeschaffenheit von mittlerer Durchlässigkeit eine dreifache Staffelung. Um an Baukosten zu sparen und um in sehr engen Baugruben den Raum durch den Einbau der Wasserhaltung möglichst wenig zu beschränken, geht man heute so vor, daß man die einzelnen Brunnen sogleich so tief bohrt und die Filter entsprechend tief setzt, daß sie sowohl für die erste, wie für die zweite, als auch für die dritte Staffel verwandt werden können. Bei dem vorerwähnten Beispiel würden die Brunnen auf rd. 17 m Tiefe gebohrt werden müssen. Man würde ein unteres festes Filterstück von 10 m Länge einbauen, an welches sich oben ein abnehmbares Stück anschließt, das beispielsweise aus 3,5 m Aufsatzrohr und 3,5 m unterhalb anschließendem Filter besteht. Das aufgesetzte Stück wird zunächst an die erste Staffel angeschlossen. Es müssen von vornherein so viel Brunnen gebohrt werden, wie zur Bewältigung des Wasserandranges bei der tiefsten Absenkung erforderlich sind. Ist in der ersten Staffel eine Absenkung erreicht, die es gestattet, die zweite Staffel einzubauen, so wird die Saugeleitung für die zweite Staffel mit allen für die Brunnenanschlüsse erforderlichen Formstücken verlegt und an den Pumpensatz der zweiten Staffel angeschlossen. Dann werden nacheinander die einzelnen Brunnen der ersten Staffel außer Betrieb gesetzt und unter Abschraubung des entbehrlichen Teils des Aufsatzstückes an die zweite Staffel angeschlossen und diese nun in Betrieb genommen. Sind alle Brunnen neu angeschlossen, so kann man, nachdem die Erdarbeiten genügend weiter gefördert sind und die Absenkung zum Einbau der dritten Staffel ausreichend ist, die Saugeleitung und den Pumpensatz der ersten Staffel in die Höhe der dritten Staffel verlegen. Ebenso werden die einzelnen Brunnen an der zweiten Staffel außer Betrieb gesetzt und an die dritte Staffel angeschlossen. Ein Nachteil dieser

Anordnung ist der, daß infolge der großen Länge der Brunnen während des Betriebes der ersten und zweiten Staffel mehr Wasser gefördert wird, als es zur Erreichung der mit diesen Staffeln zu erzielenden Absenkung erforderlich ist. Dem stehen gegenüber die bereits erwähnten Vorteile der Ersparnis von Platz und von Aufbaukosten.

Im Zusammenhang mit der Staffelung ist noch die Anordnung von Heberleitungen zu erwähnen. Im allgemeinen stellt man die Pumpen so auf, daß die Pumpenachse und die Achse der Saugeleitung der zugehörigen Brunnen auf gleicher Höhe liegen. Eine höhere Lage der Pumpe muß vermieden werden, denn sie würde eine Verringerung der Absenkung bedeuten. Dagegen bietet ein Tiefersetzen der Pumpe unter Einschaltung einer Heberleitung zwischen Saugeleitung und Pumpe unter Umständen gewisse Vorteile. Da nämlich die von der Pumpe zu überwindende Saugehöhe stets von der Pumpenachse bis zum Wasserstand in den Brunnen zählt, so wird durch den Einbau eines Hebers die Saugehöhe verringert und dadurch der Wirkungsgrad der Pumpe erhöht. Die Heberschaltung ist also für Pumpen am Platze, die den günstigsten Wirkungsgrad bei kleiner Saugehöhe aufweisen. Sie kann ferner dazu dienen, eine höher gelegene Staffel mit einer tieferen Staffel zu verbinden. Bei den üblichen Böschungsverhältnissen der Baugruben von 1:1,5 bis 1:2 entziehen zwar die Brunnen der in Betrieb befindlichen tiefsten Staffel den höher gelegenen Brunnen meistens das Wasser, tritt jedoch eine Störung ein, sei es durch plötzliches starkes Steigen des Grundwassers oder durch vorübergehendes Aussetzen der Betriebspumpe, so steigt der Grundwasserspiegel in den höher gelegenen Brunnen, die jetzt vermöge der Heberleitung von den in der unteren Staffel stehenden Pumpen mit bedient werden können. Die Vorteile dieses Betriebes liegen in der besseren Ausnutzung der Maschinenanlage und der Ersparnis von Reservepumpensätzen. Diese Schaltung wurde in Södertälje mit Erfolg angewendet.

Eine besonders zweckmäßige Anwendung findet die Heberschaltung in Verbindung mit der Staffelung in der Längsrichtung bei Baugruben, die mehrere verschieden tiefe Abschnitte aufweisen. Abb. 6 gibt eine Darstellung einer solchen Anlage. Zunächst wird Staffel I und Pumpensatz $P_1$ auf gleicher Höhe eingebaut: Im Schutze der erzielten Absenkung wird der Reservepumpensatz $P_2$ mit einer Heberleitung um das Maß a tiefer gesetzt und an ihn die Staffel II angeschlossen. Nach Fertigstellung derselben wird $P_2$ Betriebspumpe und bedient beide Staffeln. $P_1$ dient als Reserve. Mit Rücksicht darauf, daß $P_1$ nicht in der Lage ist, die im tieferen Baugrubenteil erforderliche Absenkung zu halten, wird man im allgemeinen diese Schaltung nur wählen, wenn die Staffel II verhältnismäßig klein ist, sonst müßte zu $P_2$ noch eine Reservepumpe auf gleicher Höhe eingebaut werden, gegebenenfalls durch Tiefersetzen von $P_1$.

Die bisher bekannte größte Absenkung wurde beim Bau der großen Schleusen am Kaiser-Wilhelm-Kanal und in Emden erzielt, bei denen Absenkungstiefen von 22 m erreicht wurden. Eine bemerkenswerte tiefe Absenkung wurde auch bei den Museumsbauten in Berlin auf der Museumsinsel erzielt, wo mit 5 Staffeln eine Absenkung von 15 m in unmittelbarer Nähe der Spree erreicht wurde.

Schon seit längerer Zeit hat man sich bemüht, die Staffelung möglichst zu vermeiden. Das Haupthindernis das sich entgegenstellt, ist die beschränkte Saugehöhe der üblichen Kreiselpumpen, die rd. 9 m beträgt. Einen Ausweg hat man durch die Verwendung der Mammutpumpen gesucht, bei welchen die Wasserförderung nicht durch die Saugewirkung erfolgt, sondern bei denen man die Hebung des zu fördernden Grundwassers durch die Verwendung von Druckwasser bewirkt. Der Hauptnachteil dieser Pumpe liegt in dem geringen Wirkungsgrad und den sehr großen Bohrtiefen.

Auf andere Weise hat man die Hebung des Wassers bei größeren Höhen als 7 m mit Hilfe der Dreikolbenpumpe und der Bekapumpe erstrebt. Auch diesen Pumpen haften noch gewisse Mängel, insbesondere ein kleiner Wirkungsgrad bei verhältnismäßig hohem Kostenaufwand, an. Noch mehr fällt ins Gewicht, daß ihre Betriebssicherheit für eine Verwendung auf der Baustelle bei ununterbrochenem Tag- und Nachbetrieb von oft monatelanger Dauer nicht ausreichend ist.

In der Elmo-Tiefbrunnenpumpe der Siemens-Schuckertwerke hat man jetzt, nach den bisherigen Versuchen zu schließen eine Pumpe gefunden, die den Anforderungen, welche der Tiefbaubetrieb an Maschinen und Geräte stellt, gerecht wird.

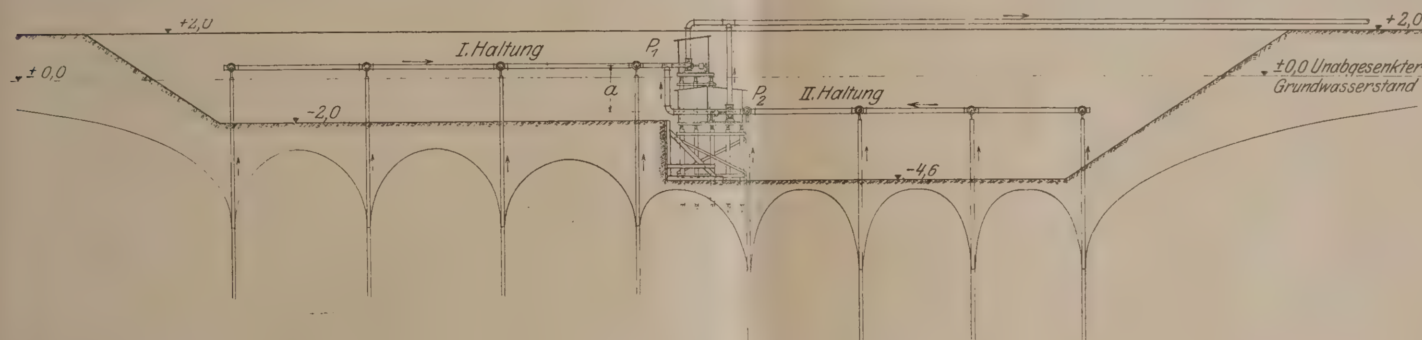



**Abb. 6.** Beispiel einer Heberschaltung.

Die Einführung einer betriebssicheren, wirkungsvollen Tiefbrunnenpumpe in die Technik der Grundwasserabsenkung ist von außerordentlicher Bedeutung. Die Umwälzung, die die Verwendung der Tiefbrunnenpumpe mit sich bringt, wird sich vor allem durch eine wesentliche Vereinfachung der Anlagen bemerkbar machen. Die jetzt bei tieferen Absenkungen gebräuchlichen Staffeln werden wegfallen. Man wird an Bohrarbeit sparen, die Anlagen können jederzeit mit Leichtigkeit erweitert oder verkleinert werden. Die Aufstellung von Reservepumpensätzen entfällt. Man ist in der Lage, sämtliche erforderlichen Brunnen außerhalb der Baugrube anzuordnen. Ein großer Vorteil ist ferner noch der Umstand, daß man bei gewissen Arbeiten, besonders Unterfangungen vorhandener Gebäude, in der Lage ist, sofort die Absenkung auf jede gewünschte Tiefe vorzunehmen. Man darf wohl behaupten, daß das Grundwasserabsenkungsverfahren durch die Einführung der Tiefbrunnenpumpe einen weiteren Aufschwung nehmen wird und eine weitere Vergrößerung seines Anwendungsgebietes eintreten wird.

Was die Bodenarten anbelangt, in welchen das Grundwasserabsenkungsverfahren Anwendung finden kann, so stand man früher auf dem Standpunkt, daß die in der norddeutschen Tiefebene überall anzutreffenden diluvialen und alluvialen Bodenschichten hauptsächlich für die Anwendung der Grundwassersenkungsbauweise geeignet seien. Erfahrungen in feineren und gröberen Bodenschichten lagen nur vereinzelt vor. Durch mehrere Ausführungen von Grundwasserabsenkungsanlagen an der deutschen und holländischen Nordseeküste, wo man mit sehr feinem häufig klai- und schlammhaltigen Sand zu rechnen hat, ist neuerdings der Nachweis erbracht worden, daß das Verfahren auch bei geringer Durchlässigkeit des Bodens mit

Erfolg anwendbar ist (vgl. Abb. 2). Ein Haupterfordernis ist dabei die Anwendung von Sand- und Kiesfiltern für die Brunnen. Da die Absenkungskurve in feinem, wenig durchlässigen Boden steiler verläuft, als in gröberen Bodenschichten, muß man zur Erzielung einer genügenden Absenkung kleinere Brunnenabstände anordnen.

Besondere Schwierigkeiten machen die vielfach vorkommenden undurchlässigen Schichten, die mitunter bewirken, daß mehrere Grundwasserstockwerke vorhanden sind, die voneinander getrennt sind und verschiedene Spiegelhöhen besitzen. Die hierbei auftretenden Schwierigkeiten, die besonders dadurch entstehen können, daß beim Ausschachten einer Baugrube der Gleichgewichtszustand gestört wird und Wassereinbrüche aus einem tiefer gelegenen Grundwasserstockwerk erfolgen, sind mehrfach durch die Anwendung des Grundwasserabsenkungsverfahrens bewältigt worden. Eine solche Anlage ist zur Zeit als Versuchsanlage auf der Schleusenbaustelle in Ymuiden (Holland) in Betrieb. Näheres über diese interessante Ausführung kann erst nach Abschluß der umfangreichen Versuche und Beobachtungen berichtet werden.

Auch beim Vorhandensein von gröberen Schichten mit großer Durchlässigkeit hat man neuerdings Grundwasserabsenkungen mit großem Erfolg angewendet. Hier entstehen oft Schwierigkeiten durch das Vorhandensein zahlreicher größerer Steine. Bei dem bereits erwähnten Schleusenbau in Södertälje (Schweden) hat man zur Behebung derselben Brunnen von größerer Abmessung als die sonst üblichen verwendet. Die Absenkung gelang vollkommen und es war möglich, trotz des sehr durchlässigen Bodens den Schleusenbau unmittelbar in der Nähe eines breiten Flusses völlig im Trockenen auszuführen. Weitere Erfahrungen über die Anwendung der Grundwasserabsenkungsbauweise bei durchlässigem Boden wurden beim Erweiterungsbau einer Wasserkraftanlage in Altöls gemacht (Abb. 7). Der Boden, in welchem hier die Absenkung auszuführen war, bestand aus mittlerem Flußkies. Die Baugrube war auf einer Seite nur durch eine eiserne Spundwand vom offenen Wasser getrennt. Trotzdem gelang eine Absenkung des Grundwassers von rd. 6 m unter den Wasserspiegel des Bober. Die einwandfreie Ausführung dieses Erweiterungsbaues und die damit zusammenhängenden schwierigen Unterfangungsarbeiten an dem bereits bestehenden Krafthause sind nur durch die Grundwasserabsenkung möglich gewesen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß der heutige Stand der Grundwasserabsenkungstechnik es ermöglicht, das Verfahren in allen wasserführenden diluvialen und alluvialen Bodenschichten, von den feinsten bis zu den gröbsten, mit Erfolg anzuwenden, wenn die dafür geeigneten Vorkehrungen getroffen werden.

Eine besondere Stellung nimmt die Anwendung der Grundwasserabsenkungsbauweise bei der Ausführung von Bauwerken in offenen Gewässern ein. Von großer Bedeutung bei derartigen Ausführungen ist die Erkenntnis gewesen, daß bei langsam fließenden, sinkstoffreichen Gewässern eine ganz oder nahezu undurchlässige Bodenschicht den Wasserlauf gegen den durchlässigen Untergrund abschließt. Bei dem Bau der Berliner Untergrundbahnen, welcher mehrfach die Untertunnelung von Flußläufen mit sich brachte, ist dieser Zweig der Grundwasserabsenkungstechnik besonders entwickelt worden, wobei über die Undurchlässigkeit der Spreesohle im Bereich der Stadt Berlin wichtige Feststellungen gemacht wurden. Danach ist es möglich, bei Flüssen mit dichter Sohle unter dem Flußbett und nahezu unabhängig vom Flusse selbst das Grundwasser abzusenken und im Bereich der Absenkung eine völlige Trockenlegung der unter der Sohlenschicht befindlichen Bodenschichten zu erreichen.

Nachdem es neuerdings gelungen ist, die Ausführung so zu bewerkstelligen, daß nur eine ganz unwesentliche Beschränkung der Schiffahrt eintritt, ist die Unterfahrung von Flußläufen mittels Grundwasserabsenkung heute in vielen Fällen die vorteilhafteste Bauweise. Insbesondere hat das Bauverfahren mit Schildvortrieb unter Anwendung der Druckluft der Grundwasserabsenkungsbauweise einen Teil seines Anwendungsgebietes abtreten müssen.

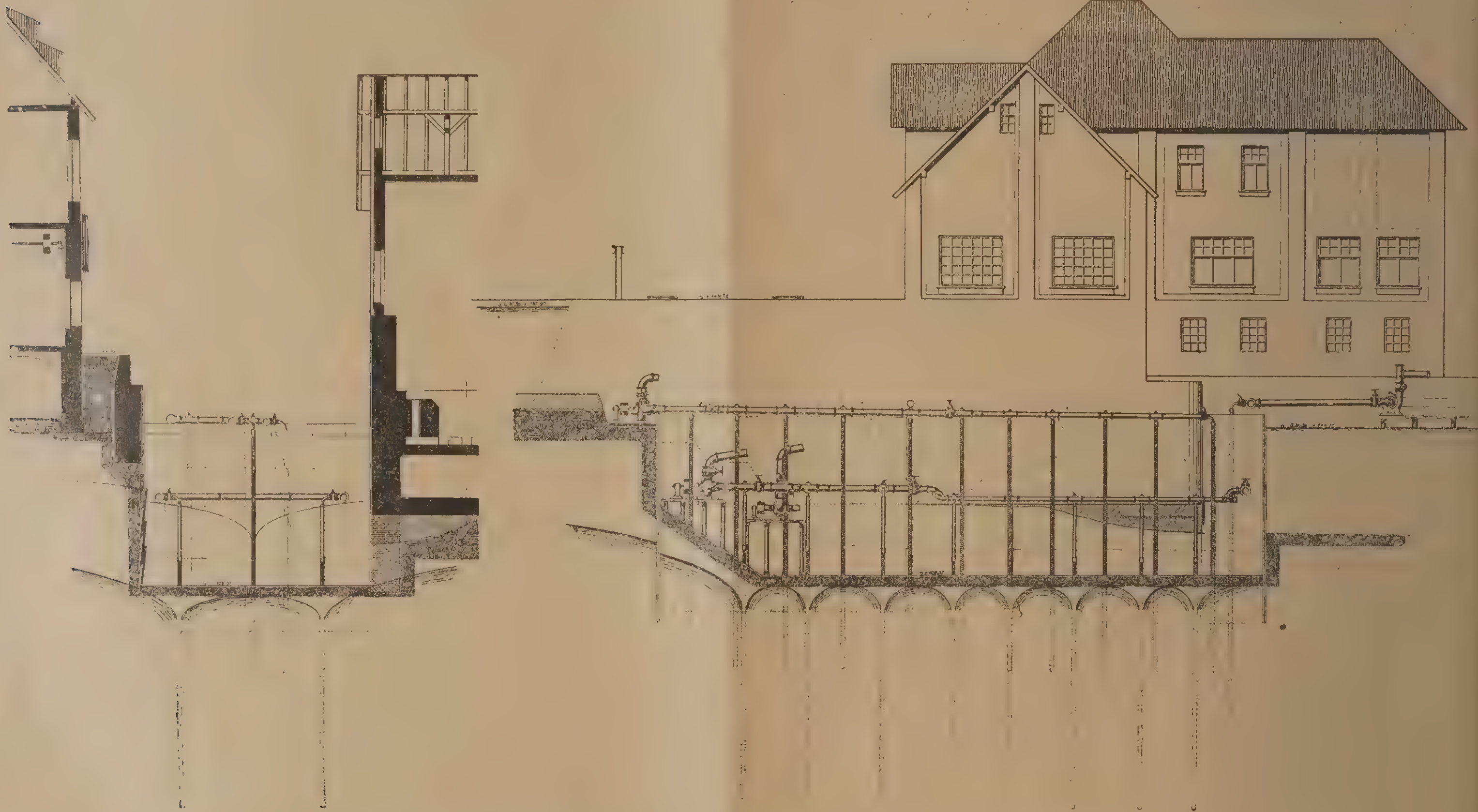


Abb. 7. Grundwasserabsenkungsanlage bei dem Erweiterungsbau der Wasserkraftanlage in Alt-Öls (Schlesien).

Bei der Durchbildung der Grundwasserabsenkungsanlagen im Einzelnen hat man sich alle Verbesserungen und Neuerungen auf den einzelnen Sondergebieten der Technik zunutze gemacht.

Von besonderem Einfluß auf die Wahl der Antriebskraft für die Pumpen ist die zunehmende Elektrisierung in den Kulturländern gewesen, in denen bisher das Verfahren angewendet worden ist. Der schnellaufende Elektromotor eignet sich ganz besonders für den Antrieb der Kreiselpumpen. Überall wo Strom zur Verfügung steht, ist die Wahl von elektrisch angetriebenen Pumpensätzen das Gegebene. Geringes Gewicht, daher geringe Beförderungskosten, Platzersparnis, leichte und schnelle Aufstellungsmöglichkeit sind nicht hoch genug einzuschätzende Vorteile. Steht keine elektrische Stromquelle zur Verfügung, so kommt natürlich auch heute noch der Antrieb durch Lokomobilen oder Ölmotoren in Frage. Bei kleineren Anlagen wird man sich für unmittelbaren Antrieb entscheiden; bei großen ausgedehnten Anlagen mit vielen, oft weit auseinanderstehenden Pumpen empfiehlt sich die Errichtung einer eigenen elektrischen Kraftzentrale, von der aus die einzelnen elektrisch angetriebenen Pumpensätze mit Strom versorgt werden. Hierdurch gestaltet sich die ganze Anlage übersichtlicher, die Betriebskosten werden durch Ersparnis an Personal und Betriebsstoffen herabgedrückt und durch die einfache Aufstellungs- und Anschlußmöglichkeit einer Kraftreserve wird zugleich die Betriebssicherheit gefördert. Bei der Einrichtung der maschinellen Anlage einer Grundwasserabsenkung ist stets die Frage zu prüfen, ob das zur Verfügung stehende elektrische Stromnetz Störungen unterworfen ist oder nicht. Hat man mit einem zeitweiligen Aussetzen des elektrischen Stromes zu rechnen, so muß zum mindesten bei längerer Zeit im Betrieb befindlichen Anlagen die Errichtung einer eigenen Kraftstation als Reserveanlage sorgfältig erwogen werden. Für die Einrichtung einer solchen gilt das bereits über die Errichtung eigener Kraftwerke beim Fehlen einer elektrischen Stromquelle Gesagte.

Häufig muß der Betriebsstrom einem Hochspannungsnetz entnommen werden. In solchem Falle ist eine Umformerstation auf der Baustelle nötig. Auch bei diesen Anlagen muß man bestrebt sein, durch Zentralisierung eine möglichst wirtschaftliche Ausnutzung zu erreichen.

Auf umfangreichen Baustellen mit größeren Absenkungstiefen kommt der Einrichtung der maschinellen Anlagen besondere Bedeutung zu. Von der Zweckmäßigkeit ihrer Einrichtung hängt es ganz wesentlich ab, ob sich der Betrieb der Absenkungsanlage wirtschaftlich gestaltet.

Die bereits mehrfach erwähnte Anlage in Södertälje ist auch in dieser Hinsicht ein beachtenswertes Beispiel. Die elektrische Energie wurde hier als Drehstrom von dem staatlichen Alvkarleby-Kraftwerk in zwei Leitungen geliefert und in zwei auf der Baustelle errichteten Umformerwerken von 6400 auf 380 Volt herabgesetzt. In den Umformerwerken wurden zusammen acht Transformatoren von je 200 kVA aufgestellt, von denen einer in Bereitschaft bzw. zur Versorgung der Arbeitsmaschinen während der Betonarbeiten zur Verfügung stand. Von den Umformerwerken wurde der elektrische Strom in zwei Ringleitungen um die Baustelle geführt, so daß jede Pumpenstation sowohl nach dem einen wie nach dem anderen Umformerwerk geschaltet und auf diese Weise mit der einen oder anderen Hochspannungsleitung in Verbindung gebracht werden konnte. Sämtliche, innerhalb und außerhalb der Umformerwerke auszuführenden, elektrischen Montagearbeiten wurden der mit der Ausführung der Grundwasserabsenkungsanlagen beauftragten Firma, der Siemens-Bauunion, mit übertragen. Der Bauherr, die schwedische Wasserfalldirektion, stellte seinerseits eine Reservekraftstation mit zwei Dieselmotorsätzen von zusammen 570 PS auf. Außer dieser Reservekraft war im Notfall die Möglichkeit, vom städtischen Elektrizitätswerk Södertälje 120 kW zu erhalten, vorhanden.

Weitere Fortschritte sind die nachfolgenden. An Stelle des früher vorherrschenden Riemenantriebes wurden mehr und mehr direkt gekuppelte Pumpensätze eingeführt. Die Muffenrohrverbindungen wurden durch Flanschenverbindungen ersetzt. Bei dem Zusammenbau der einzelnen Teile wird durch die Anwendung des Autogen-Schweißapparates an Kosten gespart und ein schnellerer Arbeitsfortschritt erzielt. Durch eine Verbesserung aller Einzelteile ist man weiter bestrebt, den Wirkungsgrad der Anlagen zu heben. Bereits erwähnt sind die Versuche mit Tiefbrunnenpumpen. Bis in die neueste Zeit hinein hatte man große Schwierigkeiten bei dem Vorkommen von gashaltigem Wasser zu überwinden. Wenn auch die Kreiselpumpen in der Lage sind, Wasser mit ziemlich erheblichem Gasgehalt zu fördern, so tritt doch hierbei eine mitunter recht empfindliche Herabsetzung des Wirkungsgrades sowie eine ungleichmäßige Beanspruchung der Maschinenanlage ein. Bei sehr starkem Gasgehalt hat die Gefahr, daß der Wasserfaden abreißt, also eine Unterbrechung der Wasserförderung und ein Steigen des Grundwasserstandes eintritt, dazu geführt, daß man zwischen Pumpe und Saugeleitung eine besondere Entlüftungsanlage einschaltet. In Holland ist eine solche Anlage bereits vor dem Kriege bei dem Bau der dritten Schleuse in Hansweert zur Ausführung gekommen. In neuerer Zeit hat man Entlüftungsanlagen auf verschiedenen Baustellen des In- und Auslandes, so auch beim Bau der dritten Schleuse in Wemeldinge in Holland, beim Bau des großen Trockendocks für die „Nederlandsche Dok Maatschappij", beim Bau eines Kohlenbunkers in Tegel bei Berlin, bei Gründungsbauten für ein Kraftwerk in Farge an der Unterweser eingebaut und günstige Erfahrungen damit gemacht. Bei allen größeren Grundwasserabsenkungsanlagen wird man in Zukunft Entlüftungsanlagen auch dann zur Anwendung bringen, wenn das Wasser nicht gashaltig ist. Die Entlüftungsanlage gestattet nämlich, eine Grundwasserhaltung in Betrieb zu setzen, ohne daß es, wie bisher, nötig ist, die Kreiselpumpen und die Saugeleitung mit Wasser anzufüllen, was sehr zeitraubend und umständlich ist. Die Entlüftungsanlage erhöht durch die schnelle Inbetriebsetzung vor allem die Betriebssicherheit. Die mehr aufzuwendenden Kosten werden z. T. dadurch wettgemacht, daß die Brunnenanschlüsse ohne Rückschlagklappen erfolgen können.

Bei dem Bau eines neuen Kohlenbunkers auf dem Fabrikgelände der Firma Borsig in Tegel kam im Jahre 1922 eine solche Grundwasserabsenkungsanlage zur Ausführung. Die hierbei eingebaute Entlüftungsanlage hatte lediglich den Zweck, ein schnelles Ingangsetzen der Anlage zu ermöglichen, bei Betriebsaufnahme durch Undichtigkeiten in die Saugeleitung eindringende Luftmengen vor den Wasserförderpumpen abzusaugen und so die Betriebssicherheit auf eine möglichst hohe Stufe zu bringen. Das zu fördernde Grundwasser selbst zeigte keine Beimengung von Gas, so daß an sich keine Entlüftung des Wassers erforderlich war. Das Ingangsetzen der Anlage gestaltete sich sehr einfach, das zeitraubende Wasserauffüllen fiel weg und die benötigte Zeit betrug nur wenige Minuten. Abb. 8 zeigt die im Betrieb befindliche Anlage. Die Einhänger der Brunnen sind ohne Schieber und Rückschlagklappen an die Saugeleitung angeschlossen. Das bedeutet bei den 39 zur Ausführung gekommenen Brunnen eine beträchtliche Kostenersparnis. An dieser Anlage ist noch besonders der Wegfall der T-Stücke an den Brunnenanschlüssen bemerkenswert. Auf der Abbildung ist zu erkennen, daß die Einhänger mittels an die Saugerohre angeschweißter Stutzen angeschlossen sind. Auch diese Maßnahme stellt eine Verbilligung der Aufbaukosten dar. Abb. 9 zeigt als Gegenbeispiel eine Anlage mit der bisher meist angewendeten Anordnung der Brunnenanschlüsse mittels T-Stücken unter Verwendung von Schiebern und Rückschlagklappen. Für kleinere Anlagen empfiehlt sich diese Ausführungsart auch weiterhin. Dasselbe gilt für Anlagen in engen Baugruben, besonders wenn von vornherein die Grundrißform der Leitung nicht genau festgelegt werden kann, wie es bei Unterfangungsarbeiten vorkommen kann. Bei großen übersichtlichen Baugruben sollte man indessen heute stets prüfen, ob nicht durch Maßnahmen, wie sie in Tegel getroffen worden sind, eine schnellere und zugleich wirtschaftlichere Ausführung der Grundwasserabsenkungsanlage möglich ist.

Bei manchen Anlagen, die längere Zeit in Betrieb waren, hat man beobachtet, daß durch das gashaltige Wasser die Rohrleitungen stark angefressen und teilweise zerstört wurden. Bei dem Bau der dritten Schleuse in Wemeldinge wurde in dem geförderten Wasser u. a. das Vorkommen von Bikarbonat und sehr starker Chlorgehalt beobachtet. Es ist anzunehmen, daß die vorgekommenen Rohrzerstörungen durch die Bildung von Säuren und deren Einwirkung auf das Material der Rohre zurückzuführen sind. Rohrleitungen, die durch einen guten Teeranstrich innen und außen geschützt sind, sind der Zerstörung weniger ausgesetzt. Ein Schutzmittel gegen diese Zerstörungen durch säurebildende Bestandteile des Wassers erblickt man in der Anbringung von Zinkplatten in den Rohrleitungen. Man hofft hierdurch die schädlichen Säuren auf elektrolytischem Wege zu neutralisieren. Die Kreiselpumpen unterliegen bei gashaltigem Grundwasser ebenfalls einem starken Verschleiß, der am wirksamsten durch die bereits erwähnten Entlüftungsanlagen behoben wird.



Abb. 8. Bau eines Kohlenbunkers für die Borsig A.-G. in Tegel bei Berlin. Grundwasserabsenkungsanlage mit Brunnenanschlüssen ohne Schieber, Rückschlagklappen und T-Stücke.



Abb. 9. Erweiterung der Wasserkraftanlage in Alt-Öls (Schlesien). Übliche Anordnung der Brunnenanschlüsse an die Saugeleitung.

Zum Schluß sei noch auf die Theorie der Grundwasserabsenkungsmethode eingegangen. Es ist unverkennbar, daß heute die bauvergebenden Behörden und ausführenden Firmen sich mehr und mehr bestreben, bei Entwürfen und Ausführungen von Grundwasserabsenkungsanlagen die Erkenntnisse der Theorie nutzbar zu machen. In der Tat gestattet es der heutige Stand derselben in den meisten praktischen Fällen, den Umfang einer Grundwasserabsenkungsanlage, sofern Bodenproben und Beobachtungen über den Grundwasserstand vorliegen, mit praktisch ausreichender Genauigkeit zu bestimmen. Bei besonders großen Anlagen wird man freilich auf das sicherste Mittel zur Bestimmung der für die rechnerische

Behandlung erforderlichen Zahlenwerte, wie Bodendurchlässigkeit, Reichweite, Brunnenergiebigkeit, nicht verzichten und eine Versuchsanlage vorsehen. Die für solche Versuche aufgewendeten Kosten machen sich durch spätere, genauere Bemessung der endgültigen Anlage bezahlt. Ordnet man die Versuchsanlage zudem so an, daß sie einen Teil der endgültigen Anlage bildet, so können die besonderen Aufbaukosten gänzlich erspart werden.

Es ist klar, daß bei der Verschiedenartigkeit der Bodenschichten, die uns die Natur bietet, so daß sich häufig an ein und derselben Baustelle gänzlich voneinander abweichende Grundlagen zeigen, der Genauigkeitsgrad, der mit hydrologischen Berechnungen für Grundwasserabsenkungsanlagen zu erreichen ist, nicht mit der Genauigkeit zu vergleichen ist, die in anderen Zweigen der Technik möglich ist. Man wird deshalb bei der Entwurfsbearbeitung, auch wenn umfangreiche Beobachtungsergebnisse vorhanden sind, sich auch in Zukunft nicht auf die reine Rechnung beschränken, sondern bereits gemachte Erfahrungen heranziehen.

Wie schwierig es ist, eine hydrologische Berechnung aufzustellen, zeigt das Beispiel der Schleusenbaustelle Södertälje. Hier schwankte, wie durch Beobachtungen festgestellt wurde, der Bodendurchlässigkeitswert K zwischen 0,00006 und 0,01. Der mittlere K-Wert betrug 0,003 für das Oberhaupt und für das Unterhaupt 0,006. Für den Berliner Untergrund sind K-Werte zwischen 0,005 und 0,0005 beobachtet worden. Der Mittelwert für Berlin liegt etwa zwischen K = 0,001 und 0,002. Im holländischen und deutschen Küstengebiet sind K-Werte von rd. 0,0001 und 0,0002 beobachtet worden, so in Emden K = 0,0002, in Wemeldinge K = 0,00009. Einen gewissen Anhalt für praktische Fälle gibt die folgende Zusammenstellung: Natürlich gibt es zwischen diesen drei Gruppen keine scharfe Trennung, vielmehr findet ein stetiger Übergang statt. Diese Gruppeneinteilung leistet aber gute Dienste als Ausgangspunkt für die Beurteilung der Bodendurchlässigkeit.

Bei hydrologischen Berechnungen für Grundwasserabsenkungsanlagen ist es heute üblich, die auf dem Darcyschen Gesetz aufgebauten Berechnungsweisen anzuwenden. Im allgemeinen erhält man hierbei etwas zu große Wassermengen, bewegt sich also auf der sicheren Seite. Bei Rückschlüssen auf den K-Wert auf Grund tatsächlich geförderter Wassermengen erhält man umgekehrt zu kleine Werte, so daß eine Abrundung nach oben zu empfehlen ist.

Das Grundwasserabsenkungsverfahren hat besonders in Deutschland und Holland in den letzten beiden Jahrzehnten eine immer steigende Anwendung gefunden. Schweden ist dieser Entwicklung bei seinem bisher größten Schleusenbau in Södertälje gefolgt. Mit der Vergrößerung des Anwendungsgebietes hielt die technische Vervollkommnung des Verfahrens

| 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|
| Bodenart | Art der Durchlässigkeit | Vorkommen z. B. | mittlerer K-Wert |
| sehr feiner Sand, z. T. schlamm-, ton- oder klaihaltig | geringere Durchlässigkeit | Nordseeküste Mündungsgebiete von Küstenflüssen | 0,0001—0,0002 |
| feiner reiner Sand | mittlere Durchlässigkeit | Norddeutsche Tiefebene (Berlin) | 0,001—0,002 |
| gröbere Sande, Flußkies | große Durchlässigkeit | schwedisches Küstengebiet, Mittellauf von Flüssen | 0,005—0,01 |

Schritt. Große Erwartungen, die für die Zukunft des Verfahrens von außerordentlichem Einfluß sind, knüpfen sich an die im Gange befindlichen Bestrebungen, die Grundwasserabsenkungsmethode auch im Bergbau bei der Abteufung von Schächten anzuwenden, und ferner an die Verbesserungen und Fortschritte, die die Einführung betriebssicherer Tiefbrunnenpumpen mit sich bringen wird.

Die bisherigen Erfolge der Gründungsbauweise mittels Grundwasserabsenkung durch Rohrbrunnen lassen erwarten, daß das Verfahren auch in den Ländern Eingang und Verbreitung findet, in denen man bisher — wohl hauptsächlich mangels genauer Kenntnis der Wirkungsweise und der Anwendungsmöglichkeiten — dem Verfahren fremd gegenüber stand. Insbesondere dürfte sich im Osten Europas ein reiches Anwendungsgebiet erschließen.

---

# VERSUCHE ÜBER DIE VERÄNDERLICHKEIT DES BEIWERTES c IN DER THOMSON-FORMEL $Q = c\,h^{5/2}$.

*Von Dr.-Ing. L. Koch, Dresden.*

Der dreieckförmige Thomson-Überfall ist da am Platze, wo es sich um die Messung sehr veränderlicher Wassermengen handelt. Genügt nämlich ein rechteckiger Wandausschnitt der Abführung großer Wassermengen, so wird bei kleinen Mengen die einzumessende Überfallhöhe so gering, daß Ablesefehler einen großen Prozentsatz der tatsächlichen Höhe ausmachen. Noch mehr wird dadurch die berechnete Wassermenge unzuverlässig, weil sie eine Funktion von $h^{3/2}$ ist. Überdies fallen bei Überfallhöhen $< 1$ cm die Voraussetzungen fort, unter denen die für rechteckige Überfälle benutzten Formeln entwickelt worden sind. Beim Thomson-Überfall ergeben aber bereits sehr kleine Abflußmengen verhältnismäßig große Überfallhöhen. Über die Ableitung der Formel vgl. Engels, Handbuch des Wasserbaues, 3. Aufl. S. 303. Den Beiwert c bestimmte Thomson experimentell mit ziemlich rohen Hilfsmitteln an einem Meßwehr in einem offenen Graben. Bei seinen Versuchen erstreckte sich die Überfallhöhe an dem rechtwinkligen Dreiecksüberfall von 5,1 cm bis 17,8 cm, die Wassermenge von 0,8 bis 18,7 sl. Als Mittel für die daraus errechneten Beiwerte gibt Thomson 0,01406 an, für h in cm und Q in sl. Innerhalb des genannten Bereichs schwankte c zwischen 0,014049 und 0,014173. Thomson betrachtete diese geringe Differenz als Folge der unvermeidlichen Beobachtungsfehler und glaubte den Beiwert als Konstante betrachten zu können. Spätere Versuche von James Barr (Engineering 1910 S. 435) zeigten, daß der Beiwert von mannigfaltigen Umständen abhängt. So ging z. B. der Einfluß der Breite b des Zuflußgerinnes dahin, daß c stark zunahm, sobald die Breite kleiner wurde als das Achtfache der Überfallhöhe h. Für $b > 8\,h$ verschwand der Einfluß der Breite auf c. Umgekehrt war die Wirkung der Wassertiefe des Zuflußgerinnes vor dem Überfall: eine Verringerung der Tiefe brachte eine geringfügige Abnahme des c-Wertes mit sich. Bei weiteren Untersuchungen fand Barr, daß c wuchs mit der Zunahme der Rauhigkeit der Überfallplatte, mit wachsender Breite der Überfallkante und bei kleinen Überfallhöhen mit der Einführung von Öl zur Verminderung der Oberflächenspannung. Der Einfluß all dieser Umstände wurde mit zunehmendem h immer kleiner. Bei h = 10 cm brachte z. B. eine Vernachlässigung aller anderen Faktoren einen größten Fehler für c von 0,3 vH. Für Überfallhöhen $< 7$ cm reichen die mit peinlichster Sorgfalt durchgeführten Versuche von Barr nicht aus, um die verschiedenen Einflüsse genügend klarzustellen. Nach oben mußte Barr seine Messungen bei einem Q von 44,7 sl begrenzen.

Im Jahre 1923 wurden im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Dresden Versuche mit Thomson-Überfällen angestellt, die sich noch über die größte von Barr verwendete Wassermenge hinaus erstreckten und einen ganz ähnlichen Verlauf der c-Werte ergaben, wie Barr ihn gefunden hatte. Die Beiwerte wurden rechnerisch ermittelt aus $c = Q : h^{5/2}$. Die Überfallhöhe h der Thomsonformel wurde mittels Spitzenpegels eingemessen, während die sekundliche Ablußfmenge Q mit einem Rehbocküberfall bestimmt wurde unter Verwendung der von Rehbock in der Zeitschrift des Verbandes Deutscher Architekten- u. Ingenieur-Vereine Jhrg. 1913 Nr. 1 gegebenen Formel:

$$Q = l\sqrt{h_0}\left(\frac{h_0}{356\,h_0 - 1} + 1{,}786\,h_0 + 0{,}236\,\frac{h_0^2}{p}\right)$$

wobei hier für $l = 1$ m und $p = 0{,}60$ m gewählt wurde. Der Wasserspiegel des Oberwassers war bei dieser Anordnung so ruhig, daß selbst bei einem Q von 200 sl die Überfallhöhe $h_0$ auf $\pm$ 0,1 mm, d. i. auf 0,05 vH, genau abgelesen werden konnte. Seitliche Zusammenziehung des überfallenden Strahles fand nicht statt, auch wurde darauf geachtet, daß der Raum unter ihm stets gelüftet war. Die weitere Forderung Rehbocks nach einem von einer Deckwalze nicht überlagerten Fuß des überfallenden Strahles konnte nur bis zu einer Wassermenge von 160 sl erfüllt werden, und zuverlässige Versuche zur Ermittelung des Beiwertes c mußten daher bei dieser Wassermenge ihre Grenze finden. Wassermengen bis zu 17 sl aufwärts wurden zur Kontrolle der nach Rehbock gefundenen unmittelbar geeicht. Die Übereinstimmung war recht gut. Über die Eichvorrichtung des Laboratoriums siehe Zeitschr. des V.D.I. 1916 S. 121.

Zur Beobachtung des Einflusses der Breite und Tiefe des Zulaufkanals oberhalb des Dreiecküberfalls wurden zwei Versuchsreihen durchgeführt. Die erste bezog sich auf die in Abb. 1 dargestellte Anordnung, die zweite auf die nach Abb. 2. Der zugehörige Verlauf der c-Werte ist aus Abb. 3 u. 4 ersichtlich. Man bemerkt, daß infolge der geringeren Seitenkontraktion die Beiwerte für den großen Überfall etwas höher sind als für den kleinen. Der Unterschied zwischen den beiden Reihen der c-Werte nimmt aber mit wachsender Wassermenge ab und verschwindet vollständig bei Q = 70 sl.

Als Ergebnis der Versuche ist festzustellen, daß man für genaue Wassermengenbestimmungen mittels Thomson-Überfalls den Beiwert c nicht als Konstante annehmen darf. Für Wassermengen $Q \leqq 160$ sl sind die c-Werte für Wehrabmessungen nach Abb. 1 u. 2 aus Abb. 3 u. 4 zu entnehmen. Ist h kleiner als etwa 10 cm entsprechend einem Q von $\backsim$ 4,5 sl, so mißt man die Wassermenge am besten unmittelbar durch Auffangen, weil bei kleinerem Q die oben erwähnten mannigfaltigen Einflüsse gegenüber h mehr und mehr an Bedeutung gewinnen. Der von Thomson angegebene Wert c = 0,0140 gibt im allgemeinen zu große Wassermengen, für praktische Zwecke ist er jedoch ausreichend. Der Fehler beträgt erst von Q $\backsim$ 140 sl an 2 vH, er vermindert sich mit abnehmendem Q.

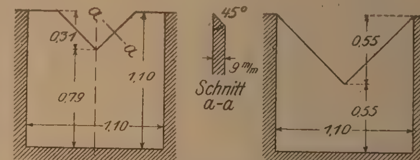


Abb. 1. Abb. 2

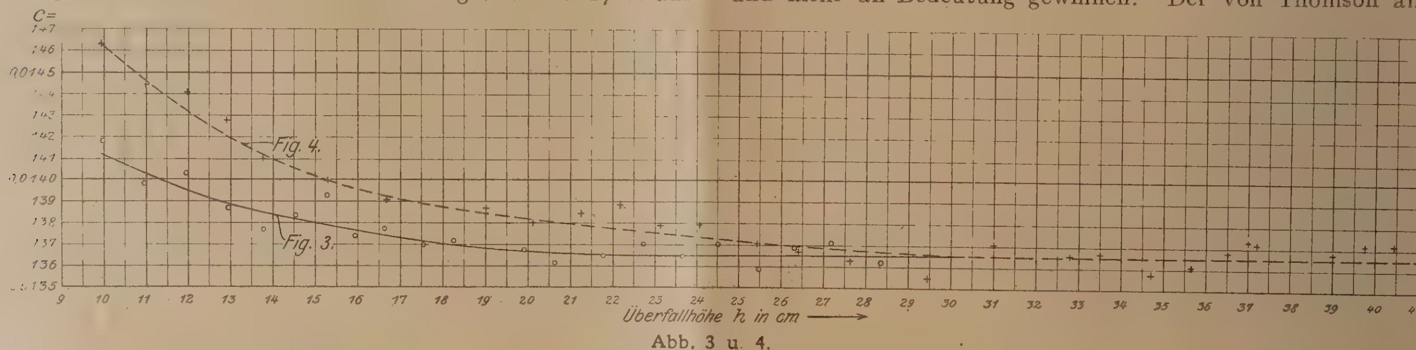


Abb. 3 u. 4.

## LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.*

### Baustoffkunde.

1281. Die chemische Zusammensetzung des Portlandzementes. Von J. Dautrebande. Le Ciment 1923, Nr. 6, S. 179—180. Untersuchungen über die chemische Zusammensetzung des Zementes.

1282. Erfahrungen mit Beton aus Puzzolanzement. Von Ing. Luigi Leiggi. Le Industrie Costruttive, 20. Jg., Nr. 6, S. 49, mit 3 Tab. Billiger, aber nicht vollwertiger Ersatz des Portlandzementes.

1283. Über Schmelzzement. (Schluß.) Von Dr. A. Maria. Le Industrie Costruttive, 20. Jg., Nr. 9, S. 79. Chemische Eigenschaften des Schmelzzementes; sein Verhalten gegenüber verschiedenen Flüssigkeiten.

1284. Traß als Ersatz für Zement und als Zusatz zu Zementmörtel. Von Prof. H. Burchartz, Berlin. Zement 1923, Nr. 38/39, S. 269—271, Nr. 40/41, S. 275—279, Nr. 42/43, S. 283—285. Versuchsanordnungen, Tabellen für Raumgewichte, Zug- und Druckfestigkeit der einzelnen Mischungen. Traßzusatz, in geringen Grenzen, führt bei wenig gemagerten Mischungen zu keiner merklichen Festigkeitsverbesserung.

1285. Einfluß der Mischwassermenge auf die Druckfestigkeit des Betons. Von Ing. A. Lardini, Bologna, Le Industrie Costruttive, 20. Jg., Nr. 7, S. 57, mit 4 Abb. Versuchsanordnungen und -ergebnisse der Ingenieurschule Bologna.

1286. Metallisieren im Schiffbau. Von Dr.-Ing. C. Commentz, Hamburg. Werft — Reederei — Hafen 1923, Nr. 20, S. 515—519, mit 7 Abb. Eingehende Darstellung der Grundlagen und der betriebstechnischen Ausführung des Schoopschen Metallspritzverfahrens.

1287. Die Temperaturveränderungen des Thomasroheisens auf dem Wege vom Hochofen zur Birne. Von Stahlwerkschef E. Spetzler, Rheinhausen. Stahl und Eisen 1923, Nr. 42, S. 1315—1322, mit 6 Abb. Mischeranlage Rheinhausen, Temperaturverluste des Roheisens vom Hochofenabstich bis zur Birne, Verminderung der Wärmeverluste des Mischers durch Isolierung. Versuche mit Ein- und Zweimischerbetrieb und deren Ergebnisse.

1288. Versuchsweise Erzeugung von umgekehrtem Hartguß. Von Dr. E. Dübi, Rondez. Schweizer. Bauztg. 1923, Nr. 16, S. 201—203, mit 6 Abb. Versuchsanordnungen und -ergebnisse; Entstehung von umgekehrtem Hartguß, besonders durch Zugabe von hochprozentigem Fe Si.

1289. Holzstöckelpflaster auf Brücken. Von Dr.-Ing. R. Schuhmann, Wien. Zeitschrift d. Österr. Ing.- u.

Arch.-Vereins 1923, Nr. 38/39, S. 245—248, Nr. 40/41, S. 257 bis 260, mit 3 Abb. Holzstöckelpflaster als Fahrbahnpflasterung auf eisernen Brücken. Hauptvorteil: Geringes Gewichtmaterial, Behandlung, Ausführung.

1290. Asphalt als Baumaterial. (Schluß.) Von Ing. F. Barbacini. Le Industrie Costruttive, 20. Jg., Nr. 7, S. 63. Über Verwendungsmöglichkeiten der Asphaltsteine aus den Gruben von Ragusa.

### Baumaschinen.

1291. Der Selbstkipper im Baubetrieb. Von Dr. G. Garboltz, Darmstadt. Verkehrstechnische Woche 1923, Nr. 41/42, S. 310—319, mit 19 Abb. Aufzählung einer Reihe von Selbstkipperkonstruktionen; Erfahrungsresultate, Grenze des Möglichen hinsichtlich der Ersparnis an Bedienungsmannschaft, sowie Zeit.

### Statik und Festigkeitslehre.

1292. Der durchlaufende Balken über vier Öffnungen mit biegungsfest verbundener Mittelstütze. Von Dr.-Ing. Walter Nakonz. Zentralblatt der Bauverwaltungen 1923, Nr. 87/88, S. 521—523. Berechnung des vierfach stat. unbest. Trägers mit gleich großen Öffnungen.

1293. Ermittelungen der statisch unbestimmten Größen hochgradig statisch unbestimmter Fachwerkträger. Von Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde. Die Bautechnik 1923, Nr. 45, S. 443—446, mit 10 Abb. Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme; Beispiel.

1294. Die statische Berechnung der Zollbau-Lamellendächer. Von Geh. Reg.-Rat Prof. R. Otzen, Hannover. Der Industriebau 1923, Heft 8/9, S. 96—103, mit 17 Abb. Räumlich hochgradig statisch unbestimmte Konstruktion; praktische Annäherungsrechnung; Steifigkeitsziffer; Versuchsanordnung.

1295. Neues Rechenverfahren zur Berechnung des verstärkten Balkens. Von Léon Legens. Le Génie Civil 1923, 83. Bd., Nr. 12, S. 278—280, mit 9 Abb. Berechnung des Trägers nach der Elastizitätstheorie.

1296. Die Berechnung der Viadukte. Von M. Grelot. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Juli-August, S. 92—111, mit 4 Abb. Berechnung der Viadukte auf analytischem Wege und Anwendung auf ein Beispiel.

1297. Die Entwicklung der theoretischen Äromechanik. Von R. Knoller. Zeitschr. d. Österr. Ing.- und Arch.-Vereins, Nr. 40/41, S. 260—263. Aufeinanderfolge der bedeutendsten äromechanischen Theorien.

1298. Eigenschaftsänderungen durch Wärmebehandlung unterhalb der Umwandlungspunkte. Von Dr.-Ing. G. Welter, Frankfurt. Stahl und Eisen 1923, Nr. 43, S. 1347—1349, mit 2 Abb. Ausschuß durch unsachgemäßes Glühen. Einfluß von Glühtemperatur und Glühdauer auf die mechanischen Eigenschaften von Eisendraht. Stetige und stufenweise Abkühlung im Ofen. Abhängigkeit der Festigkeit und Dehnung von der Abkühlung unterhalb des Umwandlungspunktes. Theoretische Schlußfolgerungen.

### Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

1299. Neue Eisenbahnbrücke in Eisenbeton über den Dorafluß im Chiaveriegebiet (Turin). Von Ing. Prof. Mastrogiacomo, Il Cemento, 20. Jg., Nr. 9, S. 77, mit 5 Abb. Durchgehende Balken über drei Öffnungen mit 17,3 + 21,6 + 17,3 m Spannweite; 2 Längsträger ausgebildet als Eisenbetonfachwerke nach System Vierendeel.

1300. Brücke für einen Treidelweg an der Aisne in Condé-sur-Aisne. Von Jacquart. Le Ciment 1923, Nr. 7, S. 207—210, mit 7 Abb. Beschreibung einer Bogenbrücke mit nur einem einwandigen Bogenträger, an dem die Fahrbahn konsolartig aufgehängt ist.

1301. Eisenbetonbrücke über den Vesubic-Fluß in Südfrankreich. Engineering, 20. 7. 23, 4 Spalten, 11 Abb. Eisenbetonbogen von 96 m Spannweite. 2 Hauptrippen, angehängte Fahrbahn. Bogen in I-Form mit Spiralarmierung. Hilfsgelenke aus kurzen armierten Säulen, Fugen nachträglich geschlossen.

e) Eiserne Brücken.

1302. Klappbrücke über die Oise in Chauny und über den Deule-Kanal bei Douai. Von C. D. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 13, S. 289—291, mit 6 Abb. Beschreibung zweier neuer Eisenbahnbrücken von 10 und 6 m lichter Weite.

### Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

### Gründungsarbeiten usw.

1303. Die Anwendung eiserner Spundwände bei der Gründung von Kunstbauten. Von Robert Lahaye. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Juli-August, S. 80—91, mit 3 Abb. Beschreibung der Gründungsarbeiten bei der Wiederherstellung der Pfeiler einer Maasbrücke in Mézières unter Verwendung eiserner Spundwände als Fangedämme.

1304. Gründung in Eisenbeton auf wenig tragfähigem Boden. Le Ciment 1923, Nr. 6, S. 187—191, mit 7 Abb. Verwendung von Eisenbetongewölben zur Druckübertragung auf den Untergrund.

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1305. Graphische Untersuchung der Anlagebedingungen für ein Ausgleichsbecken für Wasserkraftanlagen. Von M. Varlet. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Juli-August, S. 61—77, mit 13 Abb. und 2 Tafeln. Ableitung der Bedingungen von der Wassermengenlinie.

1306. Der Durchfluß des Wassers durch Werkgräben und Gerinne. Von Prof. Dr. Th. Forchheimer, Wien-Döbling. Zeitschr. d. Vereins Deutscher Ingenieure 1923, Nr. 42, S. 989—990, mit 2 Abb. Ermittelung eines Rauhigkeitskoeffizienten unter Bezugnahme auf die Ganguiller-Kuttersche Formel.

1307. Über den Senkungsspiegel oberhalb einer Sohlenstufe. Von Ph. Forchheimer. Die Wasserkraft 1923, S. 262—263, mit 1 Abb. Entwicklung von Formeln für die Berechnung eines Punktes der Senkungslinie bei Absturz des Wassers eines Flusses über eine Stufe.

1308. Das Steuerruder Flettner. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 16, S. 385, mit 3 Abb. Beschreibung des bei neueren deutschen Seeschiffen zur Anwendung gekommenen Steuerruders mit Hilfsruder.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1309. Die Bauweise der neuen Kaimauern im Hafen von Amsterdam. Von A. B. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 15, S. 352—353, 2 Abb. Beschreibung der neuen Kaianlagen und Schilderung der Ausführungsweise der Kaimauern.

1310. XIII. Internationaler Schiffahrtskongreß, London, 2. bis 7. Juli 1923. Von P. Barrillon. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 14, S. 320—323, mit 2 Abb. Bericht über die Ausrüstung der Hafenanlagen mit Belade- und Entladevorrichtungen, über Anwendung von Beton und Eisenbeton bei Wasserbauten, über die Ausnützung der Gezeiten zur Kraftgewinnung und über die Fortschritte in der Vereinheitlichung der Befeuerung und Kenntlichmachung der Küsten.

1311. XIII. Internationaler Schiffahrtskongreß, London, 2. bis 7. Juli 1923. Von P. Barrillon. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 12, S. 273—278, mit 3 Abb. Bericht über die Frage des besten Systems zur Überschreitung von Höhenunterschieden mit Schiffahrtswegen und über den Einfluß des Oberflächen- und Grundwassers auf die Wasserführung der Flüsse. Ferner Bericht über die bei Neubauten vorzusehenden Größenabmessungen der Hafenbauten in bezug auf die immer größer gebauten Seeschiffe.

1312. Die Rheinhäfen und ihre Bedeutung. Von M. Detoeuf. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Juli-August, S. 5—60, mit 4 Abb. Eingehender Bericht über die Verkehrsbedeutung der Rheinhäfen, ihre baulichen Anlagen und ihre Betriebseinrichtungen.

1313. Der Ausbau des Rheins zwischen Basel und dem Bodensee. Von E. G. Schweizerische Bauztg. 1923, Nr. 16, S. 199—201, mit 2 Abb. Besprechung von Entwürfen, besonders solchen, die der Wasserkraftausnutzung das Wort reden.

1314. Umschlaganlagen an Binnenwasserstraßen für Kraftwagenverkehr. Von Reg.- und Baurat Prietze, Hannover, Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1923,

Nr. 87/88, S. 519—521, mit 2 Abb. Vorschläge zu weiterem Ausbau des Wasserstraßennetzes unter Zuhilfenahme der Lastkraftwagen zwecks Erschließung des Hinterlandes. Der Lastkraftwagen hat schon 1911 auf Entfernungen von weniger als 50 km der Eisenbahn in jeder Tarifklasse ernsthafte Konkurrenz gemacht. Seitdem haben sich die diesbezüglichen Verhältnisse nur noch günstiger gestaltet.

1315. Entwurf zu einem Schiffshebewerk für 64 m Hubhöhe. Deutsche Bauztg. 1923, Nr. 84/85, S. 105 bis 106, mit 2 Abb. Entwurf der Berliner Ing. G. Ollert und Dr. Rottmayer gelegentlich der Kanalverbindung zwischen dem Erie- und Ontario-See.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1316. Arbeiten zur Dichtung und Verstärkung der Bouillouse-Talsperre. Von M. Garau. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Mai-Juni, S. 329—358, mit 24 Abb. Bericht über die Arbeiten zur Verstärkung der Mauer, die mit Hilfe einer Taucherglocke vorgenommen wurden, und über die Dichtung des Mauerwerkes durch Einspritzen von Zement.

1317. Über das Druckstollenproblem, Entwicklung und gegenwärtiger Stand in Theorie und Praxis. Von Ing. Dr. W. Effenberger, Wien. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins, Nr. 42—43, S. 269—280, mit 15 Abb. Berechnung der Stollenauskleidung bei willkürlicher Annahme über das Gebirge; Besprechung der verschiedenen bekanntgewordenen Auskleidungen, unter Berücksichtigung der vom Elektrisierungsamte der Österreichischen Bundesbahnen mit einzelnen Ausführungsweisen angestellten Versuche, sowie der in der Schweiz gewonnenen Erfahrungen. Der Spullerseestollen als Beispiel für eine wirtschaftlich richtige Wertung von ganz besonders gearteten Verhältnissen. Allgemeine Bemerkungen über wirtschaftliche und sichere Ausbildungen von Zulaufstollen.

1318. Holzröhren für Wasserkraftanlagen. Von Dr. Saller. Die Wasserkraft 1923, Nr. 19/20, S. 257—262, mit 5 Abb. Konstruktion; Berechnung; technisch und wirtschaftlich günstigste Form.

1319. Geologische Bemerkungen zum Druckstollenproblem. Von Otto Ampferer. Zeitschrift des Oesterr. Ing.- und Arch.-Vereins, Nr. 42/43, S. 283—285, mit 4 Abb. Entstehung von Zertrümmerungszonen beim Stollenbau mit brisanten Sprengmitteln und Einfluß derselben.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1320. Löffelbagger mit elektrischem Antrieb und Raupenketten zum Verladen von Bleierzen. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 14, S. 327—328, mit 1 Abb. Beschreibung eines kleineren Löffelbaggers.

### Straßenbau.

1321. Schneepflug mit veränderlicher Spurbreite. Von M. Carle. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Juli-August, S. 112—115, mit 5 Abb. Beschreibung und Betriebsergebnisse eines Schneepfluges für Gebirgsstraßen.

1322. Neuere Entwickelung der Unterhaltung der Betonstraßen. Le Ciment 1923, Nr. 6, S. 185 bis 187 und Concrète, Mai 1923. Vorschläge für eine möglichst wirtschaftlich gestaltete Straßenunterhaltung.

### Eisenbahnbau und -betrieb.

1323. Französische Bettungsprofile. Von M. Descubes. Revue générale des Chemins de Fer et des Tramways 1923, Bd. 2, Nr. 4, S. 237—243, mit 4 Abb. Besprechung der neuen französischen Bettungsquerschnitte.

1324. Historische Bemerkungen zur Auffindung des Gesetzes der gleitenden Reibung. Von Lecornu und L. Bochet. Revue générale des Chemins de Fer et des Tramways 1923, Bd. 2, Nr. 4, S. 244—252, mit 2 Abb. Untersuchungen über die Abhängigkeit der gleitenden Reibung von der Geschwindigkeit in bezug auf die Abbremsung von Eisenbahnfahrzeugen.

1325. Untersuchungen über die Beanspruchung der Eisenbahnschienen. Von H. G. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 14, S. 323—325, mit 3 Abb. Bericht über amerikanische Versuchsergebnisse über die Beanspruchung der Schienen durch Lokomotiven.

1326. Die parabolischen Übergangskurven der Eisenbahnen. Von Thellier de la Neuville. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 15, S. 346—349, Nr. 16, S. 377—381 und Nr. 17, S. 398—401, mit 16 Abb. Eingehende Untersuchungen über die Gestaltung der Übergangskurve zwischen Gerade und Bogen und zwischen zwei gleichgerichteten Bögen verschiedener Halbmesser.

1327. Zur Frage des Krümmungswiderstandes. Von Dipl.-Ing. Jos. Nemesek, Budapest. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 43/44, S. 339—340. Beitrag zur Lösung des Problems unter grundsätzlicher Vermeidung von empirischen Formeln.

1328. Druckluftgesteuerte Gleisbremse. Von Dr.-Ing. Franz Jordan, Berlin-Lichterfelde. Verkehrstechnische Woche 1923, Nr. 43/44, S. 326—330, mit 5 Abb. Die Gleisbremse als Hilfsmittel auf Verschiebebahnhöfen. Berechnung, Konstruktionsbericht, Schlußfolgerungen.

1329. Über Eisenbahnquerschwellen und ihre Bewährung. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Halank, Dresden. Die Bautechnik 1923, Nr. 45, S. 446—448. Erfahrungen mit den einzelnen Eisenbetonquerschwellenkonstruktionen.

1330. Die Eisenbahnen in Polen. Von Emery Guignot. Revue générale des Chemins de Fer et des Tramways 1923, Bd. 2, Nr. 3, S. 165—174, mit 1 Abb. Bericht über den derzeitigen Zustand der polnischen Eisenbahnen.

1331. Der neue Automobiltriebwagen Renault-Scemia für Lokalbahnen. Von Ch. D. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr 15, S. 337—340, mit 8 Abb. Beschreibung eines Triebwagens mit Benzinmotor von 45 PS für 40 Reisende auf der Bahn Reims—Asfeld.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

1332. Der Bau der Luftschiffhallen in Eisenbetonkonstruktion im Flughafen von Villeneuve-Orly (Seine et Oise). Von M. Freyssinet. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 12, S. 265—273, Nr. 13, S. 291—297, Nr. 14, S. 313—319, mit 48 Abb. Eingehender Bericht über die Bauweise und Bauausführung der 300 m langen bogenförmigen Hallen mit 50 m lichter Höhe, ausführliche Beschreibung der Anordnung der beweglichen Lehrgerüste.

1333. Automobil- und Sportpalast in Mailand. Von Ing. G. Guerriero. Il Cemento, 20. Jg., Nr. 9, S. 80, mit 4 Abb. Rennbahn mit 10 000 Zuschauerplätzen; dient während der Messe zu Ausstellungszwecken. Eisenbetonhochbau mit eiserner Kuppel von 55,5 m Binderspannweite.

1334. Die Zementkanone. Von M. Huet. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Mai—Juni, S. 257—271. Beschreibung des Apparates und Mitteilung von Betriebsergebnissen und Erfahrungen bei Anwendung bei einer staatlichen Bauverwaltung.

1335. Eisenbetondecke ohne Schalung. Le Ciment 1923, Nr. 6, S. 191—192, mit 3 Abb. Beschreibung einer Eisenbetondecke, System Lajoinie, bei der die Schalung durch hohle Formsteine ersetzt wird.

1336. Graphische Tafeln zur Berechnung ringförmiger Eisenbetonkörper. Von H. Ravizé. Le Ciment 1923, Nr. 6, S. 171—178, mit 4 Abb. und 2 Tafeln. Erläuterung der Anwendung der Tafeln zur Dimensionierung von Schornsteinen, Behältern usw. bei Druck- und Biegungsbeanspruchung.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

— — — —

### Holzbau.

1337. Neuzeitliche Holzbauweisen. Von Dr. Ing. Heckner, Aschersleben. Der Industriebau 1923, Nr. 8/9, S. 89—95, mit 20 Abb. Entwicklung der Holzbauweise; statische Erfassung, konstruktive Ausbildung der Fachwerkknotenpunkte; ausgeführte und projektierte Holzbauten mit großen Spannweiten.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

1338. Die Arbeiten zur Wasserversorgung der Santerre (Somme). Von R. Buisson. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Mai—Juni, S. 272—321, mit 11 Abb. Umfassender Bericht über die Arbeiten zur Gewinnung und Verteilung von Trinkwasser für die 600 km² große, während des Krieges vollständig zerstörte Hochebene zwischen Somme und Avre. Beschreibung der Wasserwerke und der in Eisenbeton erbauten Wassertürme, sowie Mitteilungen über die Finanzierung der Arbeiten.

1339. Zur neuen Berliner Baupolizeiverordnung. Von Hans Winterstein. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1923, Nr. 87/88, S. 517—519. Stellungnahme zur neuen Baupolizeiordnung; Verfasser redet dem noch nicht gestatteten Dachausbau, in seinem Umfang bezogen auf die Zahl der Hauptgeschosse, besonders aus Gründen wirtschaftlicher Art, das Wort.

1340. Wettbewerb für ein Bankgebäude in Basel der Schweizerischen Nationalbank. Ing. A. Staub, Zürich. Schweizer. Bauztg. 1923, Nr. 16, S. 204—208, mit 15 Abb. Entwurfsbesprechung, aus dem Bericht und Urteil des Preisgerichtes.

1341. Bauten der Stadt Forst in der Lausitz. Stadtbaurat Dr.-Ing. Kühn, Forst. Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Nr. 83/84, S. 493—496, mit 12 Abb. Architektur der Langen Brücke, sowie des neuen Fürsorgeheims in Forst a. d. L.

1342. Konstruktives vom Großen Schauspielhaus in Berlin. Von O. Leithoff, Berlin, Ziv.-Ing. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1923, Nr. 85/86, S. 505—509, mit 15 Abb. Beschreibung der letzten Umbauarbeiten der früheren ersten Markthalle Berlins, des späteren Zirkus, Olympiatheaters zum Reinhardt-Theater, dem Großen Schauspielhaus.

**Städtische Straßen- und Schnellbahnen.**

1343. Elektrische Kleintransportanlagen. Von Georg Förster, Osterode a. H. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1923, Nr. 87/88, S. 523—524, mit 2 Abb. Aufzählung einiger ausgeführter elektrischer Transportanlagen.

**Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.**

— — — —

**Bauunfälle.**

— — — —

**Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.**

— — — —

**Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.**

1344. Das Eisenbahnselbstkostenproblem im Spiegel der Literatur. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Gottschalk, Berlin. Verkehrstechnische Woche 1923, Nr. 41 bis 42, S. 319—321. Zweck der Selbstkostenberechnung, allgemeiner Überblick über die Entwicklung des Unternehmens, Beurteilung der Rentabilitätsfrage; Unterlage für die Tarifgestaltung, Betriebskosten als Funktion der Betriebsarbeit. Berechnung durchschnittlicher Selbstkosten; der weiteren Lösung des Problems „laufende Selbstkostenberechnung", im Zusammenhange mit dem der Betriebsbuchführung und Betriebsstatistik wird der Weg offen gelassen.

1345. Wirkung neuer Steuern auf laufende Verträge. Von Dr.-Ing. Fr. Hasse, Charlottenburg. Verkehrstechn. Woche 1923, Nr. 41/42, S. 322—323. Anknüpfend an den Steuererlaß des Kabinetts Cuno behandelt Verfasser die Wirkung des erfolgten Eingriffes in die Substanz, im besonderen auf vor der Zeit im Baugewerbe abgeschlossene Verträge.

1346. Vergütung und Wirtschaftlichkeit der Akkordarbeit bei Bauverträgen mit Lohnklausel. Von Baurat A. Littmann, Hamburg. Deutsche Bauzeitung 1923, Nr. 88/89, S. 373—374. Verfahren für die praktische Durchführung der Berechnung der dem Unternehmer zu vergütenden Akkordlohnerhöhungen nach vorheriger Vereinbarung zwischen Arbeitgeber und -nehmer, im Einverständnis mit dem Bauherrn, über die Akkordgrundlöhne; Beispiel.

1347. Wasserkraft und Kohle im Lichte unserer Handelsbilanz. Von Ing. Fr. Brock, Präsident d. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver., Zeitschrift des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1923, Nr. 42/43, S. 280—283. Forderung nach Ersatz der Industrie- und Hausbrandkohle durch elektrischen Strom aus den heimischen Wasserkräften; Ausbau letzterer nur unter Zuhilfenahme ausländischer Kredite möglich.

**Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.**

1348. Kriegerehrungen im Regierungsbezirk Wiesbaden. Von W. Genzmer, Berlin. Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Nr. 85/86, S. 509—511, mit 9 Abb. Beschreibung einiger durch ihre Einheitlichkeit der Auffassung und Technik auffallender Arbeiten des Architekten Heilig, Darmstadt.

---

**Druckfehlerberichtigung.**

In Heft 19/20 muß es in Nummer 1205 „Die Vortriebsgeschwindigkeit im Stollen- und Tunnelbau" heißen:
1. anstatt Dr. rer. Randzio = Dr. jur. R.; 2. anstatt Schütterzeit = Schutterzeit; 3. anstatt Kolbenquerschnitt = Stollenquerschnitt.

---

# KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

## Düker aus Eisenbetonrohren.

Sidney hat eine großzügige Entwässerung des gesamten Stadtgebietes begonnen. Die Stadt, mit rund 1,1 Millionen Einwohnern, liegt an der Ostküste Australiens. Ihr Gebiet mit allen voraussichtlich künftigen Vororten hat etwa 20×35 km Ausdehnung, für dieses ist jetzt ein gemeinsames Hauptsammlernetz im Bau, das alle Schleusenwässer in die See abführt. Etwa 5 km vor der Küste muß der Hauptsammler einen Arm des Hafens unterfahren, für den 13,5 m Fahrtiefe vorgeschrieben war. Der Sandsteinfelsen, der das eine Ufer des Hafens bildet, fällt bald stark bis auf etwa 45 m unter Mittelwasser ab und ist im übrigen von Sand überlagert. Bohrungen gaben aber keinen hinreichend sicheren Aufschluß, ob der Felsuntergrund ohne Risse und Klüftungen sei, so daß man von dem ursprünglichen Plane, einen Tunnel durchzutreiben, abgehen mußte. Dafür wird ein Doppelrohrdüker in geringer Tiefe aus Eisenbetonrohren ausgeführt, dessen Stöße auf Pfahlgründungen liegen sollen. Die Kreuzungsstelle weist etwa 20 m Wassertiefe auf. Die stärkste Neigung der Dükerrohre wurde zu 1 : 5 festgelegt. Die gesamte Länge des Dükers ergibt sich so zu 303 m zwischen den Einlaßbauten. Es können gleichzeitig beide Rohre oder auch nur eines benutzt werden. Die Gründungen für die Stöße der Dükerrohre bestehen aus Gruppen von 48 Stück 5,4 m langen Eisenbetonpfählen, die eingespült werden und dann eine Kopfplatte aus Schüttbeton erhalten, die unter Leitung eines Tauchers hergestellt wird.

Die beiden Rohre, vgl. Abb. 1 u. 2, die zusammen eine Leistung von 7 cbm in der Sekunde erreichen können, haben einen lichten Durchmesser von 1,8 m und werden in Stößen von 30,5 m hergestellt. Ihre Wandstärke beträgt 25 cm. Jeder Strang besteht aus 10 Stück Rohren. Die Stoßquerschnitte sind keilförmig ausgebildet und verstärkt. Außerdem liegt 3,6 m vom Ende ab je ein 0,90 m breiter Verstärkungsring, mit dem die Rohre auf den Pfahlgründungen aufgelagert werden. Die Dichtung geschieht mit Gummiringen, für die eine besondere Rinne ausgespart wird. Das Gewicht eines Stoßes beträgt annähernd 150 t. Die Versenkung soll mit Hilfe zweier Schwimmkräne vorgenommen werden. Um die Last zu verringern und Durchbiegungen zu vermindern, sind zwei röhrenförmige Schwimmkörper vorgesehen, die an jedem Einzelrohrstück beim Versenken befestigt werden. Die Verbindung und Dichtung an den Stoßfugen ist ähnlich wie bei den Flanschrohren aus Eisen ausgebildet. Die Flanschscheiben werden gegen die Verstärkungen am Rohrende gelegt und mit Schraubenbolzen zusammengezogen.

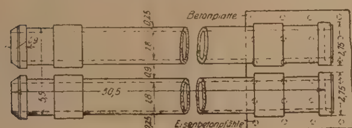


Abb. 1.

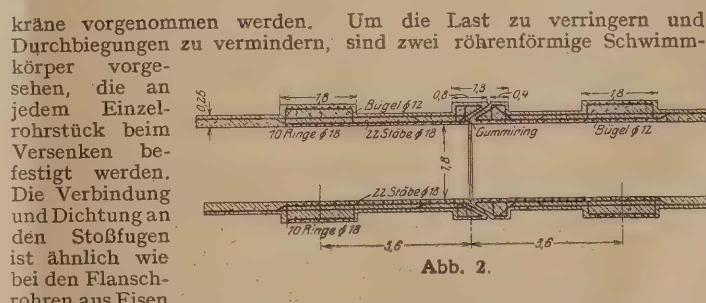


Abb. 2.

Die Armierung der Rohre ist in den Abbildungen mit angedeutet. Die Rohrherstellung erfolgt auf dem Werkplatz, der wie eine Werft nach dem Wasser zu geneigt ist. Nach Erhärtung werden die Rohre seitlich in das Wasser hineingerollt, die Schwimmkörper angebracht und ausgepumpt und das noch verbleibende Gewicht von etwa 20 t von den beiden Schwimmkranen aufgenommen. Der weitere Bauvorgang zeigt nichts Besonderes.

Die Rohre sind bereits fertiggestellt, die Bausohle ist schon gesäubert und ausgebaggert, die Pfahlgründungen werden z. Z. hergestellt, so daß die Versenkung der Dükerrohre beginnen kann, sobald die winterliche Jahreszeit vorüber ist. (Engineering v. 4. 5. 23.)
Gl.

## Feuersicherheit von Eisenbetonbauten.

Im September d. J. ist in einer Watte- und Verbandstoffabrik in Hainichen in Sa. durch Flammenübergriff von einem benachbarten Schuppen her ein großer Teil der Erdgeschoßräume ausgebrannt. Das große Fabrikgebäude war als Eisenbetonhochbau mit Ziegelaußen- und -zwischenwänden hergestellt. Die Decke über dem Erdgeschoß bestand aus parallelen Unterzügen in etwa 5 m Abstand und einer Deckenplatte von bogenähnlicher Unterfläche. Die Stützweite der über zwei Felder durchgehenden Unterzüge betrug zweimal 7 m. Die Plattenstärke war in der Mitte der 5 m weiten Felder nur 10 cm, an den Unterzügen 22 cm. Die Berechnung war seinerzeit ab-

weichend von den heutigen amtlichen Bestimmungen nach Formeln für eingespannte Gewölbe durchgeführt worden. Hierdurch hat sich neben der geringen Stärke eine sehr schwache Bewehrung der Deckenplatte ergeben. Die Prüfung der Unterzugsberechnung ergab, daß die Bewehrung der Unterzüge ebenfalls nicht ausreichend war. Trotz diesen Unzulänglichkeiten in der Dimensionierung hat die Decke den ungeheuren Hitzegraden des Brandes in befriedigender Weise widerstanden. Das Feuer fand in dem Lager von Watte- und Verbandstoffpackungen zwei Faktoren, Luft und Baumwolle vereinigt, die riesige Wärmemengen erzeugten. Die Zinkverkleidungen außerhalb der Fenster sind geschmolzen, der Steinholzfußboden über der Decke ist infolge der Erhitzung in großen Tafeln abgesprungen. Die Decke selbst aber ist nirgends eingestürzt.

Die Säulen, die die Lasten noch mehrerer Obergeschosse tragen, wären unversehrt erhalten geblieben, wenn nicht an einigen Stellen der Bügelabstand aus Nachlässigkeit viel zu groß ausgeführt worden wäre (75 cm Bügelabstand!). Die Längseisen waren an diesen Stellen nach außen ausgeknickt und hatten dabei die Säulenkanten abgesprengt. Derartige Ausführungsfehler rächen sich bei Bränden besonders. Selbstverständlich können die Säulen erhalten bleiben. Der als Sachverständiger zugezogene Unterzeichnete hat jedoch eine Ummantelung nach Einbau der fehlenden Bügel als erforderlich erklärt.

Bei einer der Säulen war die Wirkung der Bespritzung bei den Löscharbeiten gut zu erkennen. Sie hatte keineswegs zu Sprüngen oder Brüchen geführt, sondern nur eine dünne Oberschicht war muschelartig abgesprungen, während der Betonkern an Festigkeit sogar gewonnen zu haben schien. Er erweckte den Eindruck eines sehr harten, porenlosen Naturgesteines.

Die Decken waren nur schwach mit Nutzlast belastet. Während des Feuers haben sie sich in einigen Feldern unter dem Einfluß von Eigengewicht und Nutzlast durchgebogen. Die Eiseneinlagen haben sich mehr erwärmt und gedehnt als die Oberschicht der Platte. Da diese zu schwach dimensioniert war, sind die Wirkungen größer gewesen als in normalem Falle, es haben sich in der Gegend der Feldmitte einige Risse (parallel zu den Unterzügen) gebildet. Eine Erneuerung der Platte ist nach dem Gutachten des Unterzeichneten erforderlich. Die Armierung kann erhalten bleiben.

Die Unterzüge zeigten ebenfalls die Wirkung der Unterdimensionierung. Die Eisen hatten sich in der Hitze gedehnt, die Betonzugzone zeigte verschiedentlich Risse von geringer Weite. Risse zwischen Platte und Balken waren nirgends aufgetreten.

Da die Balken von Haus aus zu schwach waren, ist ihre Erneuerung empfohlen worden, was sich im Zusammenhang mit der Plattenerneuerung ohnedies empfiehlt.

An sich waren die Rissebildungen in den Unterzügen so gering, daß Ausspitzen der Risse und Abspitzen der Außenhaut, sowie Erneuerung der ausgespitzten Betonteile genügt hätte.

Diese Art der Ausbesserung ist für die selbständigen Fensterstürze angeraten worden, weil hier die Belastungen nur gering sind. Diese Fensterstürze sind weit gespannt, tragen aber nur die geringe Last des Brüstungsmauerwerkes.

Alles in allem ist festzustellen:

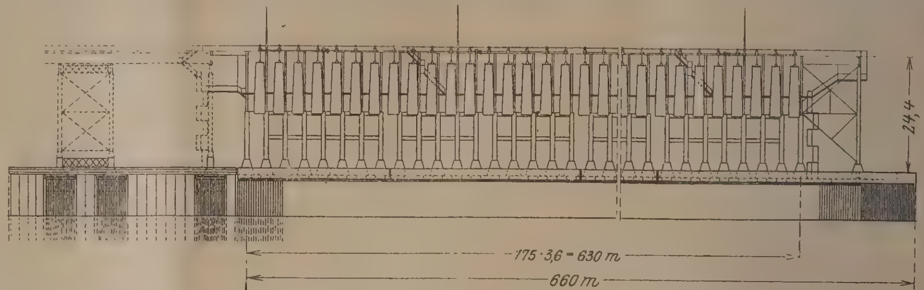
1. Die Eisenbetondecke hat die Wirkung des sehr starken Feuers auf das Erdgeschoß beschränkt und ein Übergreifen des Feuers auf die oberen Geschosse verhindert.
2. Die für die oberen Geschosse wichtigen Tragteile (Säulen) sind tragfähig erhalten geblieben.
3. Die Decken sind soweit erhalten geblieben, daß Einstürze nicht erfolgt sind.
4. Schubwirkungen auf die Außenwände sind nicht aufgetreten.
5. Die Erneuerungsarbeiten würden vermutlich entfallen können, wenn die Decke die den heutigen amtlichen Bestimmungen entsprechenden Abmessungen erhalten hätte. Es würde dann wahrscheinlich allein mit Ausbesserungen der alten Decke auszukommen sein.

Dresden, den 22. Oktober 1923.

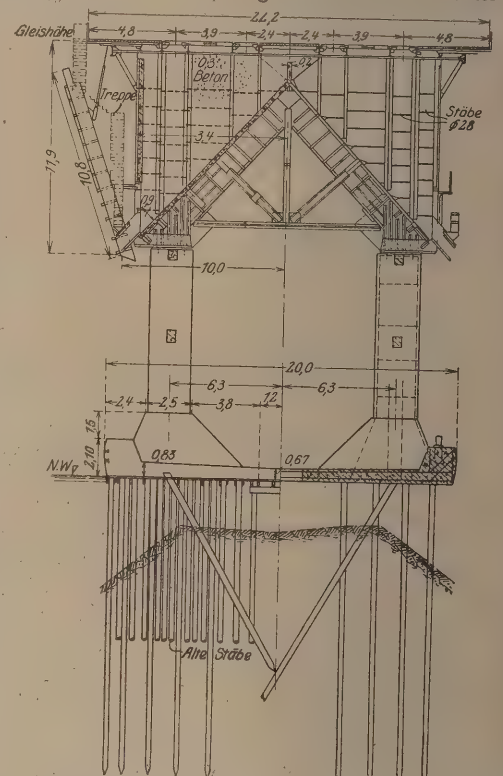
Dr. Kunze, Dresden.

## Docksilo für Erz aus Eisenbeton.

Am Westzipfel des Oberen Sees in Amerika besitzt die Great-Northern-Bahn ausgedehnte Kaianlagen zur Verladung von Erz auf den Wasserweg. Das Erz kommt etwa 160 km mit der Bahn her und wird hier nach verschiedenen Werken am Oberen See verfrachtet. Der See ist aber mehrere Monate zugefroren, so daß das Erz gelagert werden muß. Dazu sind vier große Docksilos angelegt, die Tausende von Tonnen aufnehmen können. Sie waren durchweg aus Holz gebaut. Voriges Jahr ist der eine ganz aus Eisenbeton errichtet worden. Der Bau mußte so beschleunigt werden, daß die Erzverfrachtung möglichst nur ein Jahr unterbrochen war. Der Abbruch des alten Holzwerkes dauerte 4 Monate.




Das ganze Dock steht auf Holzpfählen. 3655 Pfähle mußten gezogen, 735 neu geschlagen werden. Die Länge der Pfähle schwankte zwischen 15 und 18 m. 13 427 Pfähle konnten bleiben und wieder verwendet werden, so daß die gesamte Gründung aus 17 815 Stück Holzpfählen besteht. Zur Aufnahme seitlicher Drücke beim Anlegen der Schiffe wurden noch zahlreiche Schrägpfähle mit 30° Neigung hinzugefügt.




Das ganze Dock besteht aus 2 × 175 Silotaschen von 3,6 m Breite nebeneinander, die 630 m Länge ergeben, und hat den in der Abbildung dargestellten Querschnitt. Der Berechnung wurde für die einzelne Tasche ein Fassungsvermögen von 350 t amerik. (=315 000 kg) zugrunde gelegt und danach alle Abmessungen berechnet. Gewicht des Erzes 800 kg für 1 cbm; natürlicher Böschungswinkel: 45°; Gleisbelastung: eine der dort verkehrenden schwersten Lokomotiven + 50 vH Zuschlag; zulässige Eisenspannung: 1300 kg/cm², zulässige Betonspannung: 30 kg/cm², in den Taschenböden nur 20 kg/cm².

Das Betonieren der Grundplatte einschließlich Herstellung der Schalung und Kürzen der Grundungspfähle dauerte 5 Monate. Die Arbeit begann Mitte April 1922. Ende Oktober waren sämtliche Säulen vollendet. Bis dahin waren verbaut 150 000 m geschnittenes Holz und Bohlen, 20 400 cbm Beton 1 : 2 : 5 in der Grundplatte und 7000 cm² Beton 1 : 2 : 4 in den 700 Säulen, außerdem im ganzen in diesem Unterbau rund 694 000 kg Eisen als Bewehrung. Sand und Steinzuschlag wurden aus dem See gewonnen.

Der Überbau, d. h. das Tragwerk für die Taschen, besteht aus Eisenkonstruktion, Außen- und Zwischenwände sowie die Sohlen der Taschen sind aus Eisenbetonplatten hergestellt. Die Platten sind vorher aus Beton 1 : 2 : 4 angefertigt und nach Erhärtung eingesetzt worden. Sie enthalten zusammen 7500 m³ Beton. Diese Arbeit dauerte 6 Monate, mußte aber wegen strenger Kälte 4 Wochen unterbrochen werden. Für den gesamten Überbau einschließlich einer kurzen Zufahrtsrampe sind 10 300 t Eisenkonstruktion geliefert worden.

Bei der gesamten Ausführung wurde Maschinenarbeit im größten Umfang verwendet. Im Mai dieses Jahres ist das Bauwerk der Benutzung zugeführt worden. Der Bauaufwand beläuft sich auf 2,5 Mill. Dollar. (Railway Age vom 2. 6. 23.)

# PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

## A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. September 1923.

Kl. 19 a, Gr. 28. N. 22 118. Niederlausitzer Kohlenwerke, Berlin. Doppelausleger-Gleisrückmaschine; Zus. z. Anm. N 21 601. 9. V. 23.

Kl. 20 i, Gr. 40. O 13 749. Orenstein & Koppel A. G., Berlin. Elektromagnetische Signalflügelkuppelung. 19. VI. 23.

Kl. 37 e, Gr. 9. B 99 903. Heinrich Bosen, Köln-Lindenthal, Bachemer Str. 139. Einschalungsgerüst zur Herstellung von Tür- und Fensterstürzen aus Beton. 21. V. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 24. September 1923.

Kl. 19 a, Gr. 28. O 13 421. Wilhelm Oelschläger, Flatow, Westpr. Ruckartig wirkender Schienenrücker. 16. XII. 22.

Kl. 19 a, Gr. 31. O 13 072. Charles Oxley, Sheffield, Engl.; Vertr.: L. Schiff, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schienenhobel für eingebaute Straßenbahnschienen. 6. VI. 22.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. September 1923.

Kl. 19 d, Gr. 5. B 107 004. Berliner Akt.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Klappbrücke. 31. X. 22.

Kl. 37 b, Gr. 5. E 28 632. Hubert von Essen, Berlin-Steglitz, Beymestr. 2. Holzknotenpunkt. 30. X. 22.

Kl. 84 b, Gr. 1. K 83 944. Fried. Krupp Akt.-Ges., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Schiffshebewerk. 10. XI. 22.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 79 310. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg, Magdeburg-Buckau. Knickleiter für Eimerkettenbagger. 16. X. 22.

## B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 24. September 1923.

Kl. 20 i, Gr. 6. 384 781. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges. u. Peter Timpenfeld, Johannesstr. 21, Dortmund. Verschließbarer Weichenbock. 8. III. 23. D 43 334.

Kl. 20 i, Gr. 17. 384 782. Domingo Arcani, La Plata, Argent.; Vertr.: C. v. Ossowski, Pat.-Anw., Berlin W 9. Weichenstellvorrichtung. 4. VIII. 22. A 38 222.

Kl. 20 i, Gr. 27. 384 783. Dr. Viktor Planer, Berlin-Lankwitz. Einrichtung zur elektrischen Fernsteuerung optischer Zeichen, insbesondere für Eisenbahn-Stationsanzeiger. 29. XII. 22. P. 45 477.

Kl. 20 i, Gr. 35. 384 784. Telefunken, Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H., Berlin, u. Dr. Hermann Gewecke, Nowawes. Signalvorrichtung für Lokomotiven. 2. IV. 20. G 50 630.

Kl. 20 k, Gr. 7. 384 856. Albert Prein, Essen-Bredeney. An einem auf einem Gleis verfahrbaren Wagen angeordnete Vorrichtung zur Verbindung der Schienenstöße von elektrischen Bahnen, insbesondere Grubenbahnen durch elektrische Widerstandsschweißung. 9. VIII. 21. P. 42 644.

Kl. 37 e, Gr. 8. 384 873. Adam Müller, Düsseldorf, Ackerstr. 170. Vorrichtung zum Verbinden von Balken, Pfählen und anderen Bauteilen mittels eines die Balken od. dergl. umfassenden Spannmittels, dessen Enden durch eine kippbare Platte gespannt werden. 15. IV. 21. M 73 413.

Kl. 37 e, Gr. 9. 384 698. Albrecht Pohle, Raguhn. Fachwerkartig ausgebildetes Schalungsgerüst. 13. XI. 19. P 38 721.

Kl. 37 e, Gr. 10. 384 996. Frantisek Petras, Budweis, Tschechoslowakei; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Träger für Deckenverschalungen aus zwei durch ein Dreiecksystem versteiften, gegeneinander verschiebbaren, aus Winkeleisenpaaren bestehenden Teilen. 20. III. 21. P 41 701. Österreich 9. XII. 15.

Kl. 37 e, Gr. 13. 384 874. A. Cans, Paris; Vertr.: E. Peitz und W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Aus Klemmringen bestehende Klemmvorrichtung zum Auf- und Absteigen längs glatter Seile für Gerüst- und andere Zwecke. 19. V. 21. C 30 643. Frankreich 24. IX. 20 u. 2. II. 21.

Kl. 80 a, Gr. 33. 384 759. René Augustin Tison, Saint Mandé, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. Riese, Pat.-Anw., Charlottenburg. Verfahren zur Herstellung bewehrter Betonrohre. 31. XII. 20. T 24 776. Frankreich 22. XI. 19.

Kl. 84 d, Gr. 5. 384 764. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstr. 70. Baggergutförderer. 2. XII. 22. G 58 017.

Vorbemerkung. Die Bekanntmachungen des Reichspatentamts über Patente werden in Zukunft nicht mehr im Reichsanzeiger, sondern ausschließlich im Patentblatt veröffentlicht (Gesetz vom 9. Juli 1923, RGB II, Nr. 25, S. 297). Das Patentblatt erscheint einmal wöchentlich und ist durch Carl Heymanns Verlag, Berlin W 8 zu beziehen.

## A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Oktober 1923.

Kl. 19 c, Gr. 7. W 56 612. Ferdinand Weiller, Frankfurt a. M.-Eschersheim, Lindenhöhe 8. Anschluß des Pflasters an einen Straßenbahnoberbau. 6. XI. 20.

Kl. 20 g, Gr. 1. M 82 033. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Verfahren zur gleichmäßigen Gewichtsverteilung bei Drehscheiben, Drehbrücken u. dgl. 14., VII. 23.

Kl. 20 i, Gr. 28. A 40 347. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Schaltung für Motorblockfelder mit Gleichstromantrieben. 14. VII. 23.

Kl. 20 k, Gr. 7. P 45 491. Charles Pascal, Montreal, Kanada; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Elektrische Schienenverbindung. 30. XII. 22.

Kl. 37 f, Gr. 7. Z 13 708. Franz Zürn, Gelsenkirchen, Kesselkolonie V-2. Traggerüst für Hochöfen. 29. III. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 11. Oktober 1923.

Kl. 19 a, Gr. 28. H 87 824. Peter Hoffmann, Mannheim, Rheinhäuserpl. 13. Pflug zum Ausheben von Gleisbetten mit einem von einer Lokomotive zu ziehenden schneepflugartigen Körper. 23. XI. 21.

Kl. 19 a, Gr. 31. A 39 320. Heinrich Ahrens, Hamburg, Eilbecker Weg 62. Maschine zum Bearbeiten der Kopffläche von eingebauten oder freiliegenden Schienen. 5. II. 23.

Kl. 20 i, Gr. 5. A 40 387. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft Berlin. Weichenstellvorrichtung mit Zungenverriegelung im Antrieb. 21. VII. 23.

Kl. 37 b, Gr. 1. D 42 328. Deutsche Glasbau-Gesellschaft m. b. H., Berlin-Weißensee. Glaskörper für Glaseisenbetondecken. 1. IX. 22.

Kl. 37 e, Gr. 13. T 25 314. Torkret-Gesellschaft m. b. H., Berlin. Betongebläse mit einem am Boden des Behälters angeordneten Drehteller zur Zuführung der Masse nach den Austrittsöffnungen. 4. V. 21.

Kl. 81 e, Gr. 19. A 35 434. Ateliers de Construction de l'Ouest, Paris; Vertr.: C. v. Ossowski, Pat.-Anw., Berlin W 9. Fahrbare Schaufel zum Verladen von Schüttgut. 9. V. 21.

Kl. 84 b, Gr. 1. A 37 530. Aktien-Gesellschaft für Eisenbahn-, Industrie- und Brückenbau vormals Caspar Harkort, Duisburg. Verbindung von festen Kanalhaltungen mit trogartigen Behältern für Schiffshebewerke, Kanalbrücken o. dgl. 12. IV. 22.

Kl. 84 d, Gr. 2. S 62 152. Süddeutsche Tiefbaugesellschaft Polensky & Fischer, München. Aufschraubbarer Reißzahn für Bagger u. dgl. 12. II. 23.

Kl. 85 c, Gr. 6. Sch 63 173. Dipl.-Ing. Max Schlenstedt, Hannover, Lavesstr. 19. Abwasserkläranlage, bei welcher das im unteren Teile des Klärraums durch ein Verteilungsrohr ausfließende Wasser zunächst nach oben und sodann mehr oder weniger wagerecht nach der Abfuhrrinne fließt. 18. X. 21.

---

# BUCHBESPRECHUNG.

Fridtjof Nansen, Rußland und der Friede. 188 Seiten mit 34 Abbildungen. Geb. Grundzahl 5,0. Verlag F. A. Brockhaus, Leipzig 1923.

Es ist bekannt, daß es den rastlosen Bemühungen Fridtjof Nansens gelungen ist, trotz aller ihm entgegenstehenden Hindernisse und trotz der scheinbar nicht zu bewältigenden Schwierigkeiten, welche die Entente ihm machte, dem hunger- und notleidenden Rußland in letzter Stunde Hilfe zu bringen und für sie eine umfassende Organisation zu schaffen. Hierbei war es Nansen ermöglicht, das jetzige Rußland zu bereisen, den jetzigen Machthabern persönlich nahe zu treten und einen umfassenden Einblick in die politischen, vor allem aber die wirtschaftlichen Verhältnisse des unglücklichen Landes zu tun. Und was er hier von unparteilicher Warte aus und mit dem geübten Blick des forschenden Beobachters bei der Erfüllung seiner

schweren Aufgabe gesehen und erfahren hat, faßt er nunmehr in einem Werke: Rußland und der Friede zusammen, in einem Werke, das — von der Verlagsbuchhandlung Brockhaus glänzend ausgestattet — einmal durch die Beigabe der Bilder der Männer, die jetzt in Rußland herrschen, für weiteste Kreise hohes Interesse hat, zum andern aber deshalb hochwillkommen ist, weil es keiner politischen Propaganda dient und mit wissenschaftlicher Objektivität ein wirklich wahres Bild der jetzigen russischen Zustände gibt. Dabei ist Nansen überall dort, wo er muß, ein scharfer Kritiker — sowohl an den früheren Zuständen wie namentlich auch an den jetzigen Verhältnissen und den Leitern der russischen Innen- und Außenpolitik. Im einzelnen werden als Abschnitte behandelt: Das wirtschaftliche Gleichgewicht Rußlands und Europas, das wechselnde Interesse des Auslandes für Rußland, die Entwicklung der wirtschaftlichen Organisation, das Transportwesen, der Handel, die Finanzen, die Landwirtschaft und ihr Wiederaufbau, die Industrie, der öffentliche Unterricht, endlich der Gesundheitszustand des Landes und soziale Fragen.

Trotz des schwankenden Bodens, auf dem die neue Wirtschaft in Rußland steht, gewinnt man aus den Nansenschen Darlegungen den Eindruck, daß der Wiederaufbau des Landes im Gange ist, daß — wenn im besonderen vom Ausland her Kapitalkräfte nach Rußland fließen, seine Zukunftsaussichten keine ungünstigen sind, daß eine Hebung seiner Produktion durch auswärtige Hilfe, wechselseitig seine Zahlungsfähigkeit belebt und in hohem Maße verbessert werden kann. Da nach Nansens Meinung die Wiedererneuerung Europas von dem nicht nur an Bodenschätzen und Naturprodukten, sondern auch an Menschenkraft und geistiger Energie so überaus reichen Lande ausgehen wird, so ist das Wiederaufleben Rußlands nach Nansens Ansicht allseitig zu fördern. Daß Deutschland, wenn es richtig geführt wird, hierbei in erster Linie zur Mithilfe berufen ist, ist allein schon durch die geographische Zusammengehörigkeit der Länder, dann aber durch geschichtlich-wirtschaftliche Überlieferung und die Expansionsnotwendigkeit deutschen Handels und deutscher Industrie bedingt. Für die Beschreitung der hier zweckmäßigen Wege gibt Nansens Werk wertvolle Fingerzeige. Deshalb sollte es Allgemeingut aller gebildeten Deutschen werden, denn mit Recht wird die Lösung des russischen Problems auch als eine Lebensfrage für Deutschland bezeichnet. Darum sollte ein jeder im Interesse des Wiederaufbaus des eigenen Vaterlandes das Nansensche Werk lesen und sich zu eigen machen.

M. F.

---

# MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

**Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.**

Ortsgruppe Brandenburg: Die neu gegründete Ortsgruppe Brandenburg hielt am 17. Oktober d. J. ihre erste Versammlung des Winterhalbjahres 1923/24 in der Technischen Hochschule ab.

Im Mittelpunkt der geschäftlichen Verhandlungen stand die Wahl des Vorstandes der Ortsgruppe. Vorgeschlagen waren: 1. Vorsitzender Ministerialrat Busch; 2. Vorsitzender Reg.- und Baurat Mattern; 3. Kassenwart Direktor Rudloff (Philipp Holzmann A.-G., Berlin). Die Herren wurden einstimmig gewählt und nahmen die Wahl an. Nach erfolgter Wahl übergab Herr Dr.-Ing. Kreß, der bisher die Verhandlungen geleitet hatte, den Vorsitz dem neu gewählten 1. Vorsitzenden der Ortsgruppe. Herr Ministerialrat Busch ergriff, nachdem er im Namen der übrigen Herren des Vorstandes nochmals die Annahme der Wahl bestätigt und den Mitgliedern für das entgegengebrachte Vertrauen gedankt hatte, das Wort zu kurzen Ausführungen über die der Gesellschaft, in Sonderheit der neu gegründeten Ortsgruppe, bevorstehenden Aufgaben. Bei der heutigen allgemein schwierigen Wirtschaftslage in Deutschland sei eine Zusammenarbeit von nicht am gleichen Ort ansässigen Fachgenossen sehr erschwert, ja in vielen Fällen unmöglich gemacht. Die Arbeit müsse darum so verteilt werden, daß ein Verkehr von Ort zu Ort bei Behandlung ein und derselben Frage möglichst vermieden wird.

Hierbei fällt besonders den Ortsgruppen ein großer Teil der zu leistenden Arbeit zu, und, da die Gesellschaft in Berlin ihren Hauptsitz habe, würde sie sich gerade auf die neu gegründete Ortsgruppe Brandenburg ganz besonders stützen müssen.

Die Arbeit sei durch die Not der Zeit sehr erschwert. Die Hauptaufgabe werde sein, alle Kräfte des Berufes zusammenzufassen. Jeder müsse nach Kräften heute seinen Teil dazu beitragen, um die Leistung der Deutschen Bauingenieurwissenschaft zu einem Höchstmaß zu steigern. Ihr falle zweifellos ein gut Teil der Aufgabe zu, unserem schwer bedrückten deutschen Vaterlande den Weg zum Aufstieg zu bahnen. Er bittet die Mitglieder, sich an dieser gemeinsamen Arbeit weitgehend zu beteiligen.

Im weiteren Verlauf der Verhandlungen wurde beschlossen, die Versammlungen, wie bisher, in der Technischen Hochschule, und zwar am 2. oder 3. Mittwoch jeden Monats abzuhalten. Die nächsten Versammlungen finden am 14. November und 12. Dezember d. J. statt.

Den Vortrag hielt Herr Zivilingenieur Prinz, Berlin-Zehlendorf, über „Grundwassergewinnung auf Grund neuzeitlicher hydrologischer Methoden“.

Der Vortragende unterschied zwischen Oberflächenwasser, über das verhältnismäßig schnell und genau nach Menge und Art, und unterirdischem Wasser, über das nicht ohne Eingreifen in die Erdoberfläche (Bohrungen, Schürfungen u. a.) Aufschluß zu erhalten ist. Das Suchen nach unterirdischem Wasser ist gleichbedeutend mit dem Suchen nach den Gefäßen, in denen sich dieses Wasser ansammelt und fortbewegt. Dabei ist zu unterscheiden zwischen unterirdischen Wasserläufen in Spalten, Höhlen usw. und Grundwasserströmen in Haufwerken, d. s. Kies, Sand und ähnliche Formationen.

Für dauernde Nutzung, z. B. in Wasserwerken, kommen nur fließende unterirdische Wasserergiebigkeiten, die also nicht erschöpfbar sind, in Betracht. Die norddeutsche Tiefebene verdankt den Vereisungsperioden der Erde ergiebige Grundwasserträger, d. s. insbesondere die sogenannten „Urstromtäler“.

Nach Aufnahme des Grundwassergefälles kann man einen Höhenschichtenplan zeichnen, der die Bewegung des Wassers veranschaulicht. Zur Bestimmung der Menge des Grundwassers dienen in erster Linie Versuchsbrunnen. Um die Kosten großer Versuchsbrunnen einzuschränken, hat A. Thiem ein Verfahren angewandt, bei dem neben einem Rohrbrunnen zwei Beobachtungsrohre angelegt werden. Aus der Absenkung des Spiegels in einer derartigen Beobachtungsgruppe kann auf die Durchlässigkeit des Untergrundes und die Ergiebigkeit geschlossen werden. Ist Gefälle, Durchlässigkeit und Einheitsergiebigkeit des Untergrundes bestimmt, sowie die Breite des Grundwasserstromes bekannt, so läßt sich die Menge errechnen. Das Thiemsche Verfahren ist jedoch nur mit Vorsicht zu gebrauchen und besitzt praktische und theoretische Fehlerquellen. Auch wirkt der Betrieb eines Versuchsbrunnens im großen sinnfälliger und überzeugender, namentlich für den Nichttechniker, der meist über die Anlage einer Wasserversorgung zu entscheiden hat. Die Berechnung der Grundwassermenge geschieht heute meist nach dem Darcyschen Gesetz, über das allerdings in den letzten Jahren erhebliche Meinungsverschiedenheiten entstanden sind. Während nach diesem Gesetz angenommen wird, daß das Gefälle der Geschwindigkeit in der ersten Potenz proportional ist, behauptet Smreker, daß das Gefälle einer höheren Potenz der Geschwindigkeit verhältnisgleich ist. Wahrscheinlich kommt ein variabler Exponent in Betracht. Es ist eine wichtige Aufgabe der Zukunft, daß die Hydrologie hier Aufklärung schafft.

Als Beispiel einer Grundwasserversorgung führte der Vortragende darauf die unter seiner Bauleitung ausgeführte Anlage der Prager Grundwasserversorgung vor, die, kurz vor dem Kriege erbaut und 1916 vollendet, bewirkte, daß der Gesundheitszustand der bisher mit Moldauwasser versorgten böhmischen Hauptstadt sich während des Krieges und nachher erheblich gebessert hat.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang | 15. Dezember 1923 | Heft 23

## DIE SCHIFFSHEBEWERKE DER M. A. N.

*Von Dr.-Ing. M. Carstanjen.*

(Schluß von Seite 536.)

### II.

### Der Schiffswagen auf geneigter Bahn.

Die senkrechten Hebewerke setzen für eine enge Anpassung an das Gelände steil abfallende Baustellen voraus, die aber nicht immer zur Verfügung stehen. Zum Anschluß des Bauwerks an die Haltungen sind dann Kunstbauten nötig, die um so umfangreicher und kostspieliger werden, je geringer die Geländeneigung und je größer die Hubhöhe ist. Auch nehmen, wenn die Hubhöhe gewisse Grenzen überschreitet, manche Huborgane, wie Wagebalken und Preßzylinder unzweckmäßige Abmessungen an.

Daher ist durch die senkrechten Schiffshebewerke allein das Bedürfnis nach Einrichtungen zur Überwindung großer Höhen nicht gedeckt: es sind noch andere Vorrichtungen nötig, die den angedeuteten Beschränkungen nicht unterliegen: zu solchen gehört der Schiffswagen auf geneigter Bahn. Er wird für die Ausführung mancher der in Deutschland geplanten Kanäle unentbehrlich sein, weil er es ermöglicht, unsere Mittelgebirge in wenigen hohen Stufen zu überschreiten.

Der Schiffswagen, Abb. 8, ist eine Einrichtung, bei der der Trog in ein fahrbares Untergestell eingebaut ist, auf dem er auf geneigter Bahn auf- und abwärts bewegt werden kann. Dabei ist aus den schon früher angeführten Gründen der Trog des M. A. N.-Schiffswagens quer zur Fahrrichtung gestellt. Er wird bei wechselndem Bahngefälle wie ein Pendel an einen Bolzen gehängt und bei sich gleich bleibendem Gefälle fest mit dem Wagen vernietet.

Die verschiedenen möglichen Ausführungsformen dieses Hebewerks unterscheiden sich wesentlich dadurch, ob für den Wagen mit seiner großen Last ein vollständiger Gewichtsausgleich vorhanden ist, oder ob man sich mit der Aufspeicherung der bei der Talfahrt frei werdenden Energie begnügt.

Bei vollem Gewichtsausgleich bewegt sich das Gegengewicht auf einer zweckmäßig zwischen den Schienen des Schiffswagens versenkten Bahn in umgekehrter Richtung wie der Wagen selbst. Beide sind miteinander durch Seile oder Ketten verbunden, die am Kopf der Schrägebene durch Rollen umgelenkt sind. Wagen und Gegengewicht müssen sich in jedem Augenblick auf gleichen Bahnneigungen befinden; daher muß die Gradiente der geneigten Ebene in bezug auf die Mitte ihrer Länge hinsichtlich ihrer Neigungen symmetrisch sein, d. h. jeder unter 1 : n geneigten l m langen Teilstrecke, die a m unterhalb der Bahnmitte endigt, muß eine ebenfalls l Meter lange und ebenfalls unter 1 : n geneigte Strecke der oberen Hälfte entsprechen, die a m oberhalb der Bahnmitte beginnt.

Dabei muß es, sofern die derartig gestaltete Gradiente brauchbar sein soll, möglich sein, die Knicke zwischen aufeinander folgenden verschieden geneigten Strecken nach so großen Halbmessern auszurunden, daß die Kette sich auch an den konkaven Stellen mit ihrem natürlichen Durchhang dem Bogen möglichst anschmiegt und nur wenig von ihren Stützrollen abhebt.

Eine weitere Bedingung für die Gefällsausrundungen wird sich bei der Besprechung der Zahnstangen für den Selbstfahrer ergeben.

Wenn schon einmal Ketten oder Seile zur Anhängung des Gegengewichtes verwendet werden, so liegt es nahe, sie auch zum Aufziehen und Ablassen des Wagens selbst zu benutzen. Man kann diese Klasse von Hebewerken dann auch kurz als Schiffsaufzüge bezeichnen.

Der volle Gewichtsausgleich setzt die Verwendung des Schleusentroges voraus. Denn der Tauchtrog macht für seine Einfahrt in die obere Haltung ein verlorenes Gefälle nötig, dem nach dem vorher gesagten vor der unteren Haltung sein Spiegelbild entsprechen muß, für das aber dort kein Raum ist.

Wo sich voller Gewichtsausgleich verbietet, ist man auf die elektrische Kraftspeicherung angewiesen und darf bei der Talfahrt auf die Gewinnung etwa der Hälfte der für eine Bergfahrt erforderlichen Kraft rechnen. Die Antriebmotoren werden dann auf dem Wagen selber aufgestellt, den man daher zum Unterschied von dem Schiffsaufzug einen Selbstfahrer nennen kann. Die Bahnneigung darf beliebig wechseln.

Vornehmlich diesem letzteren Umstand haben es die Selbstfahrer zu verdanken, daß ihr Hauptanwendungsgebiet die ganz großen Höhen sind, in die sich meist eine Bahngradiente von der strengen Regelmäßigkeit, wie sie für die Aufzüge notwendig ist, schwer einlegen läßt. Auch werden sich für große Höhen Aufzugsketten oder Seile in den erforderlichen großen Längen vielfach praktisch verbieten. Mit Rücksicht auf den großen Kraftverbrauch wird sich allerdings der Selbstfahrer nur bei großem Verkehr wirtschaftlich rechtfertigen lassen.

Doch gibt es noch ein anderes Verwendungsgebiet für ihn in flach geneigtem Gelände, in welchem senkrechte Hebewerke kostspielige Anschlußbauten erfordern würden. Es ist da oft eine Bahn von sehr geringer Neigung von Vorteil, die freilich ziemlich lang wird, doch ist dafür eine geringe Maschinenkraft erforderlich, auch wird vielfach Adhäsionsbetrieb möglich sein, so daß den Mehrkosten auf der einen Seite Ersparnisse auf der anderen gegenüberstehen.

Sonach kommen für die Beförderung von Schiffen auf geneigter Bahn im wesentlichen zwei Systeme in Betracht:

A. Die Förderung ohne oder nur mit teilweisem Gewichtsausgleich durch: Selbstfahrer auf beliebig wechselnder Neigung der Gradiente:

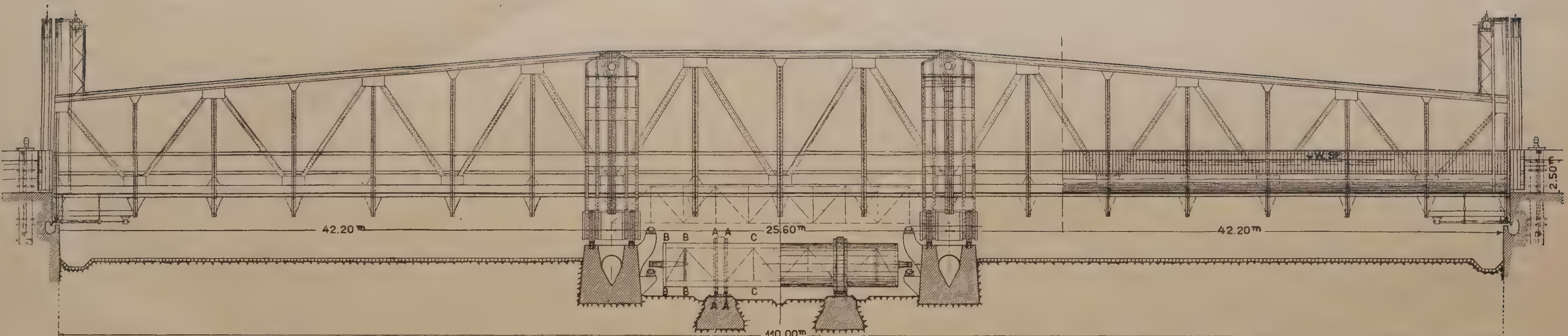
- a) für sehr große Höhen in gebirgigem Gelände auf steiler Bahn mit Zahnstangenbetrieb und elektrischer Aufspeicherung der bei der Talfahrt frei werdenden Energie;
- b) für mittlere Höhen in sehr flachem Gelände auf flacher Bahn mit Adhäsionsbetrieb meist unter Verzichtleistung auf Gewichtsausgleich und Kraftaufspeicherung.

B. Die Förderung bei vollkommenem Gewichtsausgleich durch Schiffsaufzüge auf ungeändert geneigter oder auf veränderlich, aber zu ihrer Mitte symmetrisch geneigter Bahn.

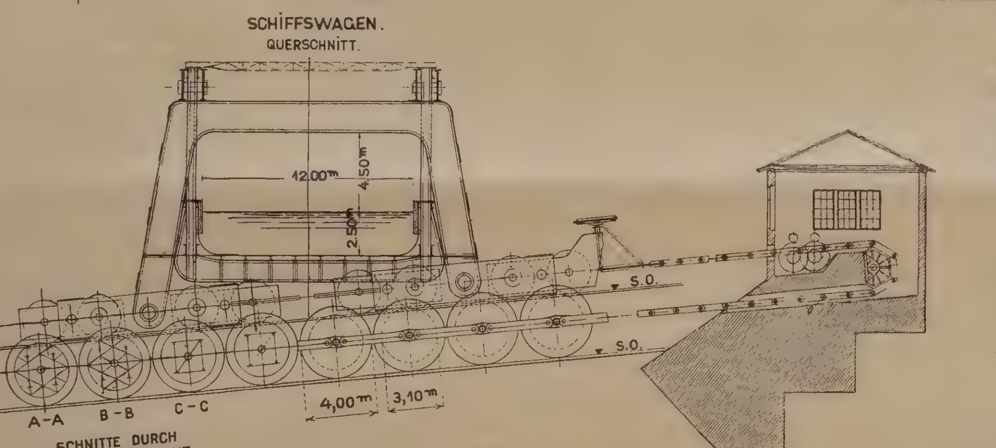
Beiden Systemen ist der Schiffswagen gemeinsam, weshalb dieser zunächst für sich behandelt werden soll.

### Der Schiffswagen.

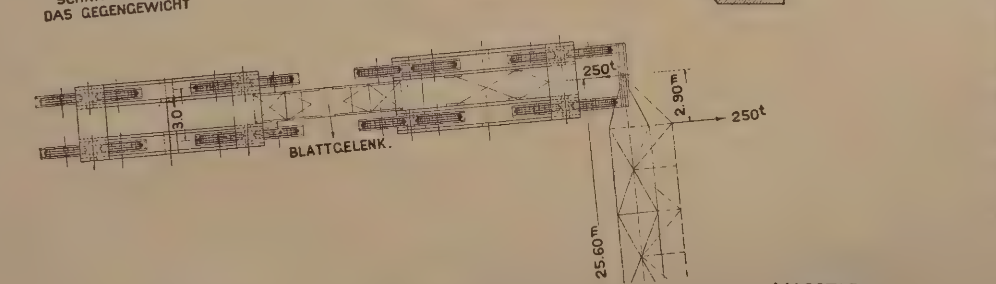
Der Schiffswagen hat bei den heute üblichen Abmessungen der Kanalfahrzeuge auf den Bahnunterbau Drücke von zusammen 5000 bis 6000 t zu übertragen. Der Untergrund verlangt deren möglichste Verteilung, der Bau des Wagens dagegen eine gedrungene Zusammenfassung. Bei dem Prerauer Wettbewerb im Jahre 1903 sollte nach einem der beiden preisge-



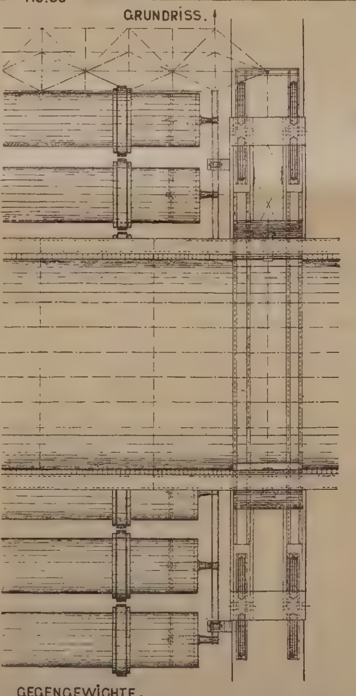
W.Sp.
2.50m
42.20m
B B
A A
C
25.60m
42.20m
110.00m

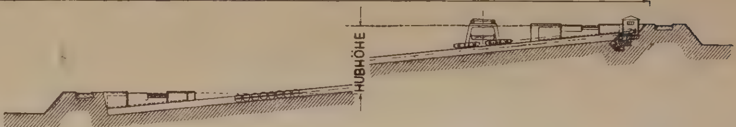
SCHIFFSWAGEN.
QUERSCHNITT.
12.00m
4.50m
2.50m
S.O.
S.O.
A–A
B–B
C–C
4,00m
3,10m
SCHNITTE DURCH
DAS GEGENGEWICHT

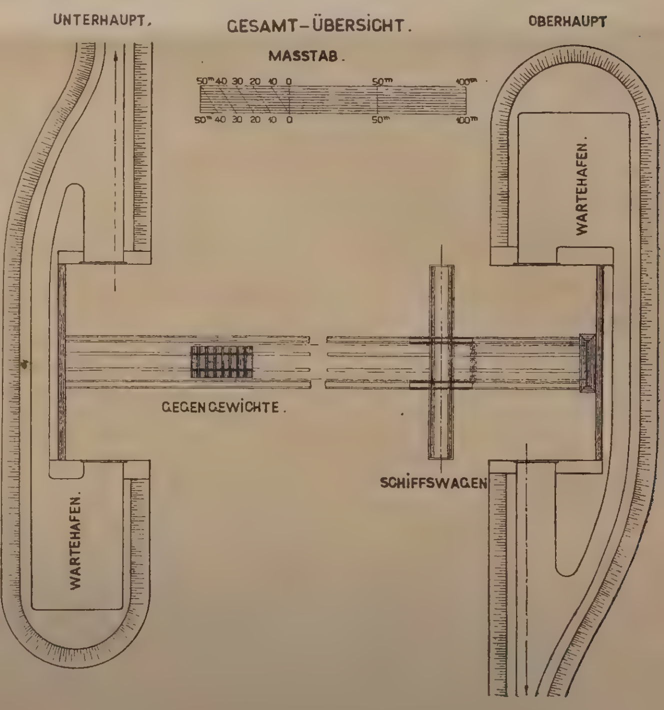
250t
2.90m
250t
3.0
BLATTGELENK.
25.60m

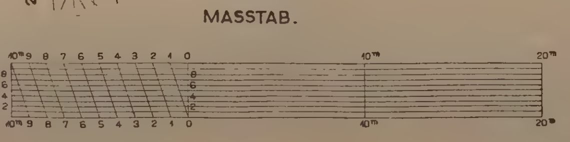
GRUNDRISS.
GEGENGEWICHTE.

HUBHÖHE

UNTERHAUPT.
GESAMT-ÜBERSICHT.
OBERHAUPT
MASSTAB.
WARTEHAFEN.
GEGENGEWICHTE.
SCHIFFSWAGEN
WARTEHAFEN.

MASSTAB.


Abb. 8.

krönten Entwürfe die Wagenlast durch 104 Räder zu gleichen Teilen in den Boden geleitet werden, eine Anordnung, gegen die sich bekanntlich das Bedenken erhob, daß Zufälligkeiten und Ungenauigkeiten eine ganz andere Lastverteilung verursachen würden, so daß das Bauwerk, wenn überhaupt, so wahrscheinlich nicht nach diesen Plänen ausgeführt worden wäre.

In dem M. A. N.-Entwurf 1917 ging man ursprünglich nach der entgegengesetzten Richtung bis an die äußerste Grenze und stützte den Wagen auf nur vier Räder, die man paarweise zu zwei mächtigen Walzen von 11 m Dmr. zusammenfaßte. Dadurch war eine völlig gleichmäßige Lastverteilung von vorneherein gegeben. Jede Walze hatte an ihren Enden zwei Laufringe, denen je eine Schiene entsprach, so daß im ganzen 8 Stützpunkte entstanden, von denen jeder etwas über 600 t aufzunehmen hatte. Die dazu nötige Verbreiterung des Unterbaues war lediglich eine Kostenfrage, auch ein ausführbares aus hochkantigen Stahllamellen zusammengesetztes Schienenprofil wurde ermittelt. Schwierigkeiten bereiteten nur deren Stöße. Nicht zum ersten Male zeigte es sich, daß die Überspannung der breitesten Ströme und der tiefsten Täler unseren Ingenieuren weniger Schwierigkeiten verursacht, als die Überbrückung der nur wenige Millimeter weiten Lücke eines Schienenstoßes.

Nach einem umgearbeiteten Entwurf soll der Trog oder vielmehr der portalarmige Rahmen, in den der Trog eingebaut ist, auf zwei vierachsige Wagenuntergestelle gesetzt werden, deren jedes aus einer Plattform besteht, die auf zwei zweiachsigen Schemelwagen ruht. Der entwerfende Ingenieur hat es in der Hand, daß auf einer bestimmten Bahnneigung — natürlich derjenigen, die auf der geplanten Schrägebene vorherrscht — der Trog die beiden Plattformen und damit ihre Schemelwagen und deren Achsen vollkommen gleichmäßig belastet und daß für abweichende Bahnneigungen die Verschiedenheiten der Belastungen durch eine tiefe Lage der Auflagergelenke des Trograhmens möglichst eingeschränkt werden. Ungleichmäßigkeiten, soweit sie unvermeidlich sind, sind also genau vorher bestimmbar, so daß ihnen Rechnung getragen werden kann.

Auf den acht Achsen sitzen je zwei Paar Doppelräder, so daß 32 Stützpunkte vorhanden sind, von denen jeder auf der normalen Neigung 160 t zu tragen hat. Die beiden Doppelschienen bestehen aus Kopfschienen gewöhnlichen Kranprofils und erhalten die übliche Stoßanordnung. Alle Achsen des Wagens, alle Gelenkbolzen der Verteilungsträger, sowie die Auflagergelenke der Portale ruhen in Walzenlagern, so daß sie leicht drehbar sind. Der Seitenschub des Portals ist durch ein Zugband aufgehoben, zu dem bei fest eingebautem Trog der Boden desselben mitbenutzt werden kann.

Nicht nur für die Standsicherheit des Schiffswagens, sondern auch zur Verminderung der Erdarbeiten und Kunstbauten ist es erwünscht, daß der Trog mit seinem Wasserinhalt möglichst tief liegt. Denn von dem Höhenunterschied zwischen Trog oder Kanalspiegel und Schienenoberkante hängt die Tiefe des Bahneinschnitts und die Höhe der Aufträge und Kunstbauten für die Kanalhäupter ab. Da aber unter dem Trogboden noch Raum erforderlich ist für einen Teil des Wagenuntergestells, so wird man den Trogboden kaum weniger als 3 bis 3,5 m über die Schienenoberkante legen können. In vielen Fällen läßt sich dann durch eine geschickte Gradiente eine Verminderung der Erdarbeiten erreichen.

### Selbstfahrer.

Das Nötige über den Wagen ist im vorigen Absatz gesagt. Der Trog kann ein Schleusentrog, er kann aber auch unter besonderen Umständen ein Tauchtrog sein. Im allgemeinen ist gegen die Verwendung des Tauchtroges für geneigte Ebenen das Bedenken zu erheben, daß mit dem Trog auch jedesmal der Wagen mit seinen Rädern und Ritzeln, Achslagern und Gelenken in das Wasser eintauchen muß, so daß alle diese Teile einer sehr sorgfältigen Überwachung und Unterhaltung bedürfen werden. Die seinerzeitigen Walzen hatten diesen Nachteil nicht, da es bei ihrem großen Durchmesser immer leicht eingerichtet werden konnte, daß ihre geometrischen Achsen und die wenigen Maschinenteile, die sich in deren Nähe befanden, nicht in das Wasser eintauchten. Es kommt dazu, daß für den Tauchtrog auch die Bahn länger wird, namentlich infolge des hinzukommenden verlorenen Gefälles an ihrem oberen Ende. Trotzdem sind aber Verhältnisse denkbar, in denen die Verwendung des Tauchtroges in Verbindung mit dem Selbstfahrer von Vorteil sein kann. Der Trog wird dabei durch das Gewicht des Wagens in das Wasser gedrückt, so daß ein Aufpumpen von Ballastwasser nicht erforderlich ist, sofern man es nicht trotzdem für nötig erachtet, um den Erguß des verdrängten Wassers in den Kanal zu verhüten.

Es ist aber hervorzuheben, daß bei den geneigten Ebenen auch für den Schleusentrog Wartehäfen angelegt werden können, womit hier einer der Gründe für die Bevorzugung des Tauchtroges wegfällt [1]).

Mit der Verwendung des Schleusentroges tritt nun die Notwendigkeit seiner Anpassung an wechselnde Kanalwasserstände wieder auf. Die Lösung erfolgt für die geneigte Ebene nach dem gleichen Grundsatz wie für das senkrechte Hebewerk, indem die Toröffnung des Kanals in eine Abschlußwand desselben eingeschnitten wird, die parallel zu dem Trog verschieblich ist. Während also bei dem senkrechten Hebewerk die Wand senkrecht auf und ab zu bewegen ist, ist sie hier auf einer zu den Bahnschienen gleichlaufenden geneigten Bahn hin und her zu verschieben und sie wird um so länger, je flacher diese Neigung und je größer der Unterschied der Wasserstände ist. Dabei werden sich für große Unterschiede der Wasserstände so große Abmessungen ergeben, daß auf selbsttätige Bewegungsvorrichtungen verzichtet werden muß.

Zwischen den Doppelschienen des Schiffswagens liegen die Zahnstangen. Die Bahn ist so anzuordnen, daß sie auch senkrechte Laufflächen für wagerechte Räder bietet, durch welche der Wagen gegen seitliche Abweichungen aus der Bahnachse gesichert wird.

In jede der beiden Zahnstangen greifen mehrere am vorderen und hinteren Ende des Wagens befindliche Ritzel vom Teilkreishalbmesser r ein. Beim Übergang über Gefällsbrüche kann es vorkommen, daß das eine dieser Ritzel sich noch auf der Geraden, das andere aber schon auf dem nach dem Halbmesser R gekrümmten Ausrundungsbogen befindet. Während dabei das erstere auf der geraden Bahn dieselbe Länge $\delta$ abwälzt, um die sich auch sein Mittelpunkt fortbewegt, entspricht gleichzeitig der Abwicklung des anderen Ritzels auf der gekrümmten Bahn ein Weg seines Mittelpunktes gleich $\delta . \left(1 \mp \frac{r}{R}\right)$, je nachdem der Bogen konkav oder konvex gekrümmt ist. Damit diesen Verschiedenheiten die in Leonardschaltung befindlichen Motoren zu folgen vermögen, darf das zulässige Maß der Abweichungen nicht über 2 vH betragen. Es muß also $\frac{r}{R} \leqq 0{,}02$ sein, so daß z. B. einem Radhalbmesser von 1,25 m ein Halbmesser des Ausrundungsbogens von wenigstens R = 62,5 m entspricht. Wenn ein konkaver und ein konvexer Ausrundungsbogen einander folgen, ist zwischen beide eine gerade Strecke von mindestens der Länge des Radstandes der äußersten Räder des Trogwagens einzuschalten.

Der Wagen wird mit einer gewöhnlichen Betriebsbremse und einer Sicherheitsbremse ausgerüstet. Die erstere besteht aus Bremsbacken, die auf eine zwischen Motor und Vorgelege eingeschaltete Bremsscheibe wirken. Sie werden für gewöhnlich an diese durch ein Gewicht mittels Hebeln angepreßt und erst durch Einschalten des Stromes auf elektromagnetischem Wege gelöst, worauf dann das Windwerk sich in Umdrehung und der Wagen in Bewegung setzt. Beim Ausschalten des Stromes fällt die Bremse selbsttätig wieder ein.

[1]) Es war der Geheime Rat Dr.-Ing. Engels in Dresden, welcher dem Werke Gustavsburg die Verwendung des Schleusentroges statt des ursprünglich vorgesehenen Tauchtroges für den Selbstfahrer zuerst empfahl.

Auch die Sicherheitsbremse besteht aus Bremsklötzen, die indessen unmittelbar auf die Räder wirken, gegen deren Laufkränze sie durch besondere Bremszylinder mittels Preßluft angedrückt werden. Die letztere ist in einer Spannung von etwa 50 at mittels eines elektrisch angetriebenen Kompressors auf dem Wagen selbst zu erzeugen.

Eine Abbremsung des Wagens erfolgt bei der Talfahrt auch durch die Aufspeicherung der dabei frei werdenden Energie, von der weiter unten die Rede sein wird.

Die Hebung der großen Lasten bedingt natürlich einen erheblichen Kraftbedarf. Angenommen, daß ein Wagen von 5000 t Betriebsgewicht eine unter 1 : 5 geneigte Ebene mit einer Geschwindigkeit von 50 cm/s erklettern soll, so würde er dabei in der Sekunde 10 cm zu heben sein, was einer Motorenleistung von

$$\frac{5\,000\,000 \cdot 0{,}10}{75 \cdot 0{,}80} = 8333 \text{ PS}$$

entspricht.

Davon würde man nur 4200 PS einer besonderen Zentrale oder einem Überlandstromnetz zu entnehmen brauchen, während der Rest, also rund 50 vH des Bedarfs, sich bei der Talfahrt wieder gewinnen läßt.

Zu dem Zweck soll der Zentralenstrom, solange er nicht auf den in der Auffahrt begriffenen Wagen arbeitet — d. h. also während seiner Talfahrt und seinen Aufenthalten —, eine Pumpenanlage I betreiben, welche Wasser aus einem Sammelbecken in Höhe der unteren Haltung in ein Sammelbecken in Höhe der oberen Haltung befördert.

Durch die Energie des abwärts fahrenden Wagens wird eine Pumpenanlage II betrieben, welche ebenfalls Wasser aus dem unteren in das obere Sammelbecken hinaufpumpt und damit gewissermaßen den zu Tal fahrenden Schiffswagen abbremst.

Bei der Bergfahrt wird das Wasser wieder aus dem oberen in das untere Becken abgelassen, wobei es vor Eintritt in letzteres eine Wasserturbinenanlage durchströmt, welche die für die Auffahrt nötige Ergänzung des Zentralenstroms erzeugt. Das Diagramm, Abb. 9, verdeutlicht dieses Ineinanderarbeiten. Es

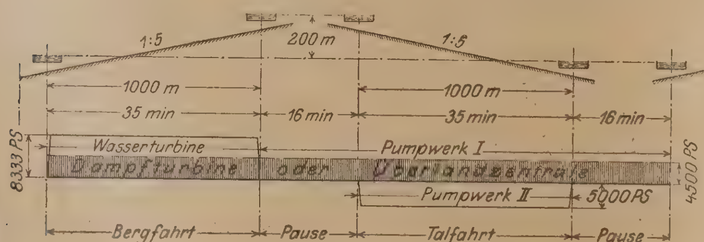


Abb. 9. Kraftverbrauch eines Selbstfahrers.

ergibt sich aus den Erwägungen, daß die Summe von Dampf- und Wasserturbinenleistung 8333 PS ausmachen und daß die bei der Talfahrt und während der Ruhepausen nach oben gedrückte Wassermenge ausreichen muß, um während der Bergfahrt die vollbelastete Wasserturbinenanlage anzutreiben. Die nach dem Diagramm nötigen Umschaltungen erfolgen selbsttätig, indem die Regelung der Turbinen und Pumpen durch Verstellung ihrer Schieber mittels Hilfsmotoren bewirkt wird, die durch drei elektrische Hilfsrelais gesteuert werden, von denen zwei auf den jeweilig positiven oder negativen Unterschied der Energieleistung von Schiffshebewerk und Kraftwerk ansprechen, während das dritte nur dann in Tätigkeit tritt, wenn das Schiffshebewerk Energie an das Stromnetz zurückliefert. Auf das sinnreiche von den Siemens-Schuckertwerken angegebene Verfahren näher einzugehen, verbietet sich an dieser Stelle [2]).

Die Anforderungen, die hiernach an den Selbstfahrer im Allgemeinen gestellt werden müssen, können in flach geneigtem Gelände wesentlich herabgesetzt werden.

In einem besonderen Fall war die Aufgabe gestellt, eine Rampe von 80 m Höhe und 4 km Länge, also von einer durchschnittlichen Neigung von 1 : 50 mit einer Geschwindigkeit von $1^2/_3$ m/s zu ersteigen. Das geringste Gefälle ist zu 1 : 200, das größte zu 1 : 40 angenommen. Trotz dieses Wechsels wurde der Trog fest mit dem Wagen vernietet, und zwar derart, daß er sich im Lot befindet, wenn der Wagen auf einem Gefälle von 1 : $66^2/_3$ steht. Dieses Gefälle erhält daher die Bahn vor den Kanalhäuptern. Im übrigen neigt sich der Wagen auf der mit 1 : 40 ansteigenden steilsten Bahnstrecke unter 1 : 100 gegen die Wagerechte nach der Talseite und auf dem mit 1 : 200 ansteigenden geringsten Bahngefälle unter 1 : 100 gegen die Bergseite. Die Abweichung von 1 : 100 gegen die Wagerechte wurde mit Recht für unbedenklich gehalten. In einem 10 m breiten Trog wird sie ein Sinken des Wasserspiegels um 5 cm an seiner einen Längswand und ein Steigen um ebensoviel an seiner anderen Längswand veranlassen und es wird durch genügend lange Gefällsausrundungen dafür zu sorgen sein, daß diese Wasserbewegungen allmählich erfolgen und daher nicht nachteilig auf das mitgeführte Schiff wirken.

Auf der Neigung von 1 : 40 wurde der Adhäsionsbetrieb noch zulässig erachtet, so daß auch die Zahnstangen der Bahn weggelassen werden durften. Das hatte noch den Vorteil, daß kreuzende Straßen in Schienenhöhe über die Bahn geführt werden konnten. Bei der geringen Geschwindigkeit des Schiffswagens und angesichts der sorgfältigen Überwachung, die für ein so wichtiges Bauwerk ohnehin nötig ist und die sich für die nur wenige Kilometer lange Strecke auch leicht durchführen läßt, erschien das völlig unbedenklich.

Da der Wagen bei einer Längsgeschwindigkeit von 1,67 m/s auf einer Gefällsstrecke von 1 : 50 sekundlich um 0,033 m gehoben werden muß und sein Gewicht bei den geringen Abmessungen des Kanals, dessen Schiffe er befördern soll, nur 1500 t betragen wird, so genügt für seinen Antrieb eine Maschinenkraft von

$$\frac{1\,500\,000 \cdot 0{,}033}{75 \cdot 0{,}8} = 825 \text{ PS},$$

auf deren teilweise Rückgewinnung im vorliegenden Fall verzichtet wurde.

Die Längsgeschwindigkeit spielt bei diesen flach geneigten und daher entsprechend langen Ebenen eine große Rolle, weil von ihr deren Leistungsfähigkeit und damit deren Verwendbarkeit wesentlich abhängt. Sie muß zur Vermeidung starker Wasserbewegungen stets durch langsames Anfahren erreicht und ebenso durch langsames Abbremsen wieder in den Ruhezustand zurückgeführt werden, wodurch eine Wegstrecke beansprucht wird, die bei geringer Hubhöhe die Bahnlänge erreichen oder gar übertreffen kann. Das geht deutlich aus nachfolgender Zusammenstellung hervor, in welcher für verschiedene

| Die Anfahrbeschleunigung sei . . . . . . | p = 0,1 m/s | | | p = 0,05 m/s | | | p = 0,025 m/s | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Damit wird eine Geschwindigkeit erreicht von v = . . . . . . . | 0,5 | 1,0 | 2,0 | 0,5 | 1,0 | 2 | 0,5 | 1,0 | 2,0 | 3,0 m/s |
| in $\frac{v}{p}$ Sekunden = . . . | 5 | 10 | 20 | 10 | 20 | 40 | 20 | 40 | 80 | 120 s |
| auf einer Wegstrecke von $p \cdot \frac{t^2}{2}$ = . . . . . | 1,25 | 5 | 20 | 2,5 | 10 | 40 | 5 | 20 | 80 | 180 m |
| dabei stellt sich der Trogspiegel in die Neigung $\frac{p}{g}$ = . . . . | $\frac{0{,}1}{10}$ = 1 : 100 | | | $\frac{0{,}05}{10}$ = 1 : 200 | | | $\frac{0{,}025}{10}$ = 1 : 400 | | | |
| so daß in einem 10 m breiten Trog Wasserspiegel an der einen Längswand des Troges fällt und an der anderen Seite steigt um | 5 cm | | | 2,5 cm | | | 1,25 cm | | | |

[2]) Vgl. darüber die Druckschrift der M. A. N.

Anfahrbeschleunigungen die zur Erreichung gewisser Geschwindigkeiten zurückzulegende Wegstrecke berechnet und die dabei im Troge entstehende Wasserbewegung ermittelt ist.

Danach kann man namentlich auf längeren Strecken das Anfahren und Bremsen so verlangsamen, daß dadurch keinerlei schädliche Wasserbewegungen entstehen, andererseits aber durch Vermehrung der Geschwindigkeit die Leistungsfähigkeit erheblich vergrößert wird. Natürlich muß für jeden Fall eine Höchstgeschwindigkeit festgesetzt werden, die insbesondere beim Übergang von einer steileren in eine flachere Steigung nicht überschritten werden darf oder womöglich vermöge besonderer mechanischer Sicherheitsvorrichtungen nicht überschritten werden kann.

### Die Schiffsaufzüge.

Der Schiffsaufzug unterscheidet sich von dem Selbstfahrer lediglich durch die Einrichtungen, welche dem Gewichtsausgleich dienen, weshalb nur diese noch näher zu beschreiben sind. Zuvor sei daran erinnert, daß der Tauchtrog sich für Schiffsaufzüge vollständig verbietet, für sie also allein der Schleusentrog in Frage kommt.

Das in einer Grube zwischen den Schienen für den Schiffswagen ebenfalls auf Schienen laufende Gegengewicht muß nicht nur gleich schwer sein, wie der Wagen mit seinem wassergefüllten Trog, sondern es sollte auch keine größere Länge haben, damit die Bahn nicht unnötig lang wird. Beides wird erreicht und überdies eine Druckverteilung auf den Unterbau erzielt, die der des Wagens ähnlich ist, wenn den acht Wagenachsen und ihren 16 Doppelrädern ein Gegengewicht aus acht Walzen entspricht, die zweckmäßig je in zwei um die halbe Walzenlänge von einander entfernten Doppellagern kragträgerartig unterstützt werden. Die Gesamtlast von 5000 t verteilt sich sonach wie bei dem Wagen auf 32 Auflagerpunkte, von denen jeder 156 t aufnimmt und von denen je vier auf jede Walze entfallen.

Die Walzen bestehen aus einem Beton, dessen spez. Gewicht durch Beimischung von Eisenbrocken auf etwa 4 bis 4,5 gebracht ist. In ihrem Innern ist ein Eisengerüst vorhanden, das einerseits die vier aus Doppel-I-Trägern bestehenden Laufringe auszusteifen hat, die an den vier Auflagerstellen auf ihren Umfang aufgezogen sind, und das ferner die beiden aus den Walzenenden axial hervorragenden Stirnzapfen in unverrückbarer Lage zu den Laufringen halten soll. Dieses feste in der Werkstätte sorgfältig bearbeitete Eisengerippe bildet den Kern des im übrigen auf dem Bauplatz ohne außergewöhnlichen Genauigkeitsaufwand herzustellenden Betonkörpers.

Die acht Walzen werden untereinander durch Augenstäbe verbunden, die auf die aus ihren Enden hervorragenden Stirnzapfen aufgezogen sind. Bergseitig schließt sich an den letzten dieser Stäbe die Gliederkette an, die das Gegengewicht mit dem Schiffswagen verbindet und zu diesem Zweck am Kopfende der Aufzugsebene über ein sechseckiges Rad, dessen Seitenlängen den Längen der Kettenstäbe entsprechen, in senkrechter Ebene umgelenkt wird. Die einzelnen — in der Abb. 8 1,23 m langen — Glieder sind zwischen ihren Gelenkbolzen noch durch weitere ebenso starke Bolzen miteinander verbunden, und alle diese Bolzen bilden zusammen mit den Kettenlamellen eine Triebstockverzahnung, in welche kurz vor den Umlenkrädern die Antriebritzel eingreifen. Auf jede der beiden den Wagen mit seinem Gegengewicht verbindenden Ketten wirken zwei Ritzel: jedes mittels besonderen Windwerks durch einen besonderen Motor angetrieben. Je ein Ritzel der einen und der anderen Kette sitzt behufs Erzielung eines beiderseits gleichen Ganges auf einer durchlaufenden Welle. Indem so an die Hubkette auch das Gegengewicht angeschlossen ist, wird ihre Tragfähigkeit dauernd auf die ganze Länge ausgenutzt und es erübrigen sich Einrichtungen zur Aufspeicherung des lastlosen Teils, während besondere Anhängeorgane für das Gegengewicht völlig erspart werden.

Die von den Umlenkrädern nach dem Wagen führenden beiden Kettenenden liegen in der durch die acht Radachsen bestimmten Ebene, so daß keine Momente entstehen, die Verschiedenheiten in den Achsbelastungen hervorrufen könnten. Sie greifen nicht unmittelbar am Wagen, sondern an dem unteren wagerechten Träger eines sogenannten „Rieppeltragwerks" an, wie solches zum ersten Male bei der Schwebebahn Elberfeld-Barmen angewandt wurde, und das im vorliegenden Fall auf Vorkragungen des bergseitigen Wagenuntergestells gelagert ist. Es hat lediglich den Zweck, das Eigengewicht seines unteren wagerechten Trägers zu tragen, an den, wie erwähnt, die Ketten angeschlossen sind. Der von ihnen ausgeübte Zug geht unmittelbar durch den Träger hindurch in die Tragwerke der beiden vierachsigen Wagenuntergestelle, die zwecks gleichmäßiger Aufnahme desselben noch durch Blattgelenke miteinander verbunden sind.

### Kosten und Leistungen.

Der besseren Übersicht halber seien die Kosten und Leistungen der drei Systeme nachstehend im Zusammenhang entwickelt. Durchweg sind auch hier wieder Vorkriegspreise zugrunde gelegt und die Annahme, daß die Kraft dem Netz eines Überlandwerkes entnommen wird. Die Kosten der unter 1 : 5 geneigten Ebene mit Selbstfahrer wurden ohne Zugrundelegung eines bestimmten Geländes rein akademisch in der Annahme ermittelt, daß die Baustelle keine außergewöhnlichen Schwierigkeiten bietet.

#### A. Die Kosten der unter 1:5 geneigten Ebene mit Selbstfahrer für Schiffe von 1200 t Nutzlast.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a) Anlagekosten: Hubhöhe H = . . . . . | 50 m | 100 m | 150 m | 200 m | 250 m |
| Länge des Bahnkörpers 5 H + 35 . . . . . | 285 m | 535 m | 785 m | 1035 m | 1285 m |
| 1. Bahnkosten 6000 M/m . | 1710000 | 3210000 | 4710000 | 6210000 | 7710000 |
| 2. Wasserturbinen nebst Generatoren, Pumpen und Gebäuden | 700000 | 700000 | 700000 | 700000 | 700000 |
| 3. Rohrleitungen 500 M/m | 125000 | 250000 | 375000 | 500000 | 625000 |
| 4. Trogwagen nebst elektrischer Einrichtung | 2400000 | 2400000 | 2400000 | 2400000 | 2400000 |
| Zusammen . . . . . M | 4935000 | 6560000 | 8185000 | 9810000 | 1135000 |
| b) Betriebskosten: | | | | | |
| 1. Verzinsung und Tilgung d. Anlagekosten 6 vH | 296100 | 393600 | 491100 | 588600 | 686100 |
| 2. Unterhaltung einschl. Personalkosten 3 vH | 148100 | 196800 | 245600 | 294300 | 343100 |
| 3. Strombedarf: 4200 · 16 · 270 · 0,736 = 13 354 000 kWh zu 0,10 M . . . . . . . . | 1335400 | 1335400 | 1335400 | 1335400 | 1335400 |
| Zusammen . . . . . M | 1779600 | 1925800 | 2072100 | 2218300 | 2364600 |

In die Betriebskosten konnten vorstehend die Stromkosten eingerechnet werden, weil sie für dieses System A von der Zahl der täglichen Hübe unabhängig sind, indem auch während der Talfahrt des Hebewerks und während seines Stillstandes unvermindert Strom zum Betrieb des Pumpwerks I aus der Leitung entnommen werden soll. Bei den Einrichtungen B und C ist das nicht der Fall und werden sich die Stromkosten erst aus den späteren Aufstellungen über die Leistungen folgern lassen.

Für einen Selbstfahrer auf sehr flach geneigter Bahn ergaben sich in einem besonderen Fall die nachstehenden Kosten:

B. Selbstfahrer mit Adhäsionsbetrieb auf einer Bahn von $^{1}/_{50}$ mittlerer Neigung für Schiffe von 300 t Nutzlast.

a) Anlagekosten:

1. Bauliche Anlagen und Laufbahn einschl. Erd- und Maurerarbeiten . . . . . . . M 2 400 000
2. Eisenbauten . . . . . . . . . . . . . . ,, 155 000
3. Maschinelle u. elektr. Einrichtungen . . ,, 200 000

M 2 755 000

b) Jahresausgaben ohne Stromkosten:

1. Verzinsung und Tilgung (5,5 vH der Anlagekosten) . . . . . . . . . . . . . . M 151 525
2. Unterhaltung der Anlage einschl. Personalkosten und zur Abrundung . . . . . ,, 55 475

M 207 000

Die Kosten eines Schiffsaufzuges wurden für einen bestimmten Fall wie folgt ermittelt:

C. Kosten eines unter 1:10 geneigten Schiffsaufzuges für Schiffe von 1200 t Nutzlast.

a) Anlagekosten:

1. Bodenaushub . . . . . . . . . . . . . . M 2 400 000
2. Mauer- und Betonarbeiten (Langschwellen der Schienen für Wagen und Gegengewicht, Kanalhäupter, Hochbauten) . . . ,, 1 500 000
3. Eisengerüst des Wagens und sonstige Eisenbauten . . . . . . . . . . . . . ,, 640 000
4. Maschinenanlagen und elektrische Einrichtungen . . . . . . . . . . . . . . ,, 1 240 000
5. Zur Abrundung für Unvorhergesehenes . ,, 220 000

M 6 000 000

b) Jahresausgaben ohne Stromkosten:

1. Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten $5^{1}/_{2}$ vH . . . . . . . . . . . . . . M 330 000
2. Für Unterhaltung einschl. Personalkosten ,, 138 600

M 468 600

Zeitaufwand (alle Zeiten in Minuten):

| | Selbstfahrer A | | | | | Selbstfahrer B | Aufzug C |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bahnneigung . . . . . | 1:5 | | | | | 1:50 | 1:10 |
| Geschwindigkeit . m/s | v = 0,5 | | | | | v = 1,67 | v = 0,5 |
| Hubhöhe . . . . . . m | 50 | 100 | 150 | 200 | 250 | 80 | 60 |
| Bahnlänge . . . . . m | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 4000 | 600 |
| 1. Einfahrt des Schiffes I, Schließen der Tore, Ausschalten der Spaltdichtung | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| 2. Bergfahrt. . . . . . | 10 | 18 | 26 | 35 | 43 | 40 | 20 |
| 3. Einschalten d. Spaltdichtung, Öffnen der Tore Ausfahrt I | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| 4. Einfahrt II usw. wie bei I . . . . . . . | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| 5. Talfahrt . . . . . . | 10 | 18 | 26 | 35 | 43 | 40 | 20 |
| 6. Einschalten d. Spaltdichtung, Öffnen der Tore Ausfahrt II (wie 3) . . . . . . | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| 7. Unvorhergesehenes | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| Minuten . . . | 60 | 76 | 92 | 110 | 126 | 120 | 80 |
| Daher in 16 Arbeitsstunden Doppelhübe | 16 | 12 | 10 | 9 | 7 | 8 | 12 |
| Daher jährlich in 270 Tagen Doppelhübe | 4320 | 3240 | 2700 | 2430 | 1890 | 2160 | 3240 |

Aus der Zahl der hiernach möglichen Doppelhübe können nunmehr auch für die Systeme B und C die Stromkosten ermittelt werden.

Der Selbstfahrer B braucht nur Strom bei der Bergfahrt, die eine volle Stunde in Anspruch nimmt. Die erforderliche Maschinenleistung wurde schon weiter oben zu 825 PS ermittelt, so daß der einfache Hub und damit auch der Doppelhub

$$825 \cdot 0{,}736 = 607 \text{ kWh erfordert,}$$

dazu für Hebung der Tore, für die

Spaltdichtungen usw. . . . . . 23 ,,

Zusammen. . 630 kWh

für einen Doppelhub.

Der Jahresbedarf beträgt:

$$2160 \cdot 630 = 1\,360\,800 \text{ kWh,}$$

deren Kosten sich in dem besonderen Fall auf

$$0{,}08 \cdot 1\,360\,800 = 108\,864 \text{ M}$$

belaufen.

Für den Aufzug C beträgt der auf Bergfahrt sowohl wie auf der Talfahrt zu überwindende Widerstand 60 t. Dazu ist eine Maschinenleistung von

$$\frac{60\,000 \cdot 0{,}5}{75 \cdot 0{,}80} \cdot \frac{80}{60} \cdot 0{,}736 = 491 \text{ kWh}$$

oder — mit Zuschlägen für die Nebenleistungen — von etwa 550 kWh erforderlich. Daher im Jahr:

$$3240 \cdot 550 = 1\,782\,000 \text{ kWh zu } 0{,}04 \text{ Mark} = 71\,280. \text{ M}$$

Nunmehr ergibt sich folgende Schlußzusammenstellung:

| Hebewerk nach Zusammenstellung | A | | | | | B | C |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Hubhöhe . . . . . . | 50 m | 100 m | 150 m | 200 m | 250 m | 80 m | 60 m |
| Jahresausgaben . .<br>Stromkosten . . . . | | | | | | 207000<br>108864 | 468600<br>71280 |
| Zusammen: Betriebskosten . . . . . M | 1779600 | 1925800 | 2072100 | 2218300 | 2364600 | 315864 | 539880 |
| Zahl der Doppelhübe im Jahr . . . . . . | 4320 | 3240 | 2700 | 2430 | 1890 | 2160 | 3240 |
| Daher Kosten eines Doppelhubes . M | 412 | 594 | 745 | 914 | 1250 | 146 | 166,5 |
| Zahl der täglichen Doppelhübe. . . . | 16 | 12 | 10 | 9 | 7 | 8 | 12 |
| In der Richtung des stärksten Verkehrs fördern zu $^{3}/_{4}$ beladene Schiffe täglich . . . . . t | 14400 | 10800 | 9000 | 8100 | 6300 | 1800 | 10800 |
| Desgl. in der Richtung des schwächeren Verkehrs . . . . t | 7200 | 5400 | 4500 | 4050 | 3150 | 900 | 5400 |
| Daher tägliche Durchschnittsförderung t | 21600 | 16200 | 13500 | 12150 | 9450 | 2700 | 16200 |
| Daher jährl. Durchschnittsleist. Mill. t | 5,8 | 4,3 | 3,6 | 3,3 | 2,6 | 0,73 | 4,4 |
| Daher durchschnittliche Kosten für die Förderung einer Tonne . . . . . M | 0,31 | 0,45 | 0,58 | 0,67 | 0,91 | 0,43 | 0,12 |

Die Zahlen können natürlich nur relativen Wert beanspruchen, so daß in jedem Einzelfall auf Grund genauer Entwürfe unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse besondere Untersuchungen angestellt werden müssen. Aber es sei doch auf folgendes hingewiesen;

1. Die Kosten für die Hebung eines Schiffes auf geneigter Bahn durch einen Selbstfahrer (A) wachsen nicht in gleichem Maße wie die Hubhöhe. Nach der Zusammenstellung verdreifachen sie sich bei Verfünffachung der Hubhöhe.
2. Im Fall des Selbstfahrers auf 80 m hoher Schrägebene von geringer Neigung ist die geringe Bahnneigung einigermaßen durch die größere Bahngeschwindigkeit ausgeglichen, so daß die Kosten sich nicht höherstellen, als diejenigen, die der Selbstfahrer A bei 100 m Hubhöhe verursacht.
3. Der Schiffsaufzug C ist dank der erforderlichen geringen Betriebskraft die günstigste Lösung, obgleich sich die Anlagekosten mehr als 20 vH höherstellen, als diejenigen der etwa gleich hohen geneigten Ebene für den Selbstfahrer A ohne Gewichtsausgleich.

Das System C ist aber hinsichtlich der Gestaltung seiner Bahngradiente an Bedingungen geknüpft, die sich bei großen Höhen weniger leicht werden erfüllen lassen, wie bei geringen, weshalb man doch unter Umständen bei sehr großen Höhen genötigt sein wird, auf den Selbstfahrer A ohne Gewichtsausgleich zurückzugreifen.

---

# EINHEITEN IN TECHNISCHEN FORMELN.

*Von Dr.-Ing. Markus Reiner, Jerusalem, Departm. of Public Works.*

Bei Anwendung technischer Formeln kann man leider häufig beobachten, daß die Einheiten für die einzelnen Größen (Längen, Flächen, Kräfte usw.) von Formel zu Formel für dasselbe Rechnungsgebiet wechseln, d. h. daß man z. B. im Verlaufe einer Rechnung in eine Formel für ein Biegungsmoment die Kraft in t einzusetzen hat, späterhin aber eine Beanspruchung in kg/cm², hier also wieder eine Kraft in kg erhält. Die Umwandlung von t in kg steckt dann in den Konstanten (bzw. Koeffizienten) der Formeln. Schlimmer noch ist, daß in ein- und derselben Formel eine Länge z. B. in cm, dagegen eine Fläche in m² einzusetzen ist. Was soll man aber dazu sagen, wenn in ein- und derselben Formel eine Länge bald in m, bald aber in cm einzusetzen ist, je nach dem Rechnungsvorgange, aus dem diese Länge erfließt?! — So eine Formel befindet sich an wichtiger Stelle im Betonkalender als die Schwarz-Rankinesche Knickformel in der Tabelle, die Emperger angibt (Jahrgang 1922, S. 85). Danach ist die Abminderung bei Knickung z. B. für Stein, zentrisch

$$\frac{1}{\eta} = 1 + \frac{x^2}{2}$$

wobei $$x = \frac{l}{i} = \frac{\text{Länge}}{\text{Trägheitshalbmesser}}$$

„Darin ist Säulenlänge = l in m.... kleinster Trägheitshalbmesser in cm" heißt es dann. Also in ein- und derselben Formel ein- und dieselbe Dimension (Länge) in zwei verschiedenen Einheiten.

Dieses Verfahren hat seinen Ursprung in der Rücksichtnahme auf geringe mathematische Kenntnisse derjenigen, die mit den Formeln umgehen. Man traut ihnen nicht zu, die Dimensionen der Größen einer Formel richtig handhaben zu können. Man weiß, daß der Techniker gewöhnt ist, die Länge einer Säule in m zu denken, dagegen den Trägheitsradius in cm zu berechnen, und baut danach die Formel auf. Das führt zu den gröbsten Fehlern, wie man aus dem oben angeführten Beispiel ersieht. Im weiteren Verlaufe heißt es: „Sind l und i in gleichem Maße (cm) gemessen, so sind die Abminderungsziffern 0,0001 mal so groß als angegeben." Das ist natürlich falsch. Vor allem ist zu beanstanden, daß gesagt ist: „in gleichem Maße" und in Klammer „cm" gesetzt wird. „cm" ist wohl für l und i ein gleiches Maß, dagegen ist nicht jedes gleiche Maß = cm. Die Schwarz-Rankinesche Formel lautet:

$$\sigma = \frac{k}{1 + \mu x^2}$$

wobei σ die Knickspannung, k die zulässige Druckspannung in kg/cm² und $1 + \mu x^2 = \frac{1}{\eta}$ ein Koeffizient (der Abminderungskoeffizient) ist. Dieser Koeffizient muß, wie es in der Natur der Sache liegt, unabhängig davon sein, welche Einheiten für l und i verwendet werden. Denn durch die Verwendung anderer Einheiten für l und i kann sich das konstante Verhältnis zwischen zulässiger Druckspannung und zulässiger Knickspannung nicht ändern. η $\left(\text{bzw. } \frac{1}{\eta}\right)$ ist somit eine Konstante (und auch unabhängig davon, in welchen Einheiten σ und k ausgedrückt werden; vorausgesetzt nur, daß es die gleichen sind, was eigentlich selbstverständlich ist und was auch oben gefordert wurde).

Daher ist der zitierte Satz falsch. Die Abminderungsziffern können nicht 0,0001 mal so groß werden, wenn l und i in anderen Maßen angesetzt werden. Wo liegt nun der Fehler?

Für Holz ist in der oben angeführten Tabelle $\frac{1}{\eta} = 1 + \frac{x^2}{2}$, somit $\mu = 1/2$. Da η eine (dimensionslose) Konstante ist, ist 1 eine dimensionslose Zahl, somit muß auch $\mu x^2$ eine dimensionslose Zahl sein. Daher ist ersichtlich μ abhängig von der Einheit von x*). Es muß also richtig heißen: „Sind l und i in cm gemessen, so sind die Koeffizienten μ 0,0001 mal so groß als angegeben."

Gingen wir nach der zitierten Vorschrift vor, so ergäbe sich folgendes: Ich hätte z. B. eine zulässige Druckbeanspruchung von 80 kg/cm², einen Stab von der Länge 300 cm und dem Trägheitsradius 10 cm. Dann ist

$$x = \frac{300}{10} = 30; \qquad 1 + \frac{x^2}{2} = 1 + \frac{900}{2} = 451.$$

Nunmehr $$\frac{1}{\eta} = 0{,}0001 \cdot 451 = 0{,}451.$$

Daher $$\sigma = \frac{80}{0{,}451} = 177 \text{ kg/cm}^2.$$

Man erhält also das absurde Resultat, daß die zulässige Knickbeanspruchung größer ist als die zulässige Druckbeanspruchung.

Bezieht sich die Vorschrift aber richtig auf μ, so ist so vorzugehen:

$$x = \frac{300}{10} = 30$$

$$\mu x^2 = 0{,}0001 \cdot \frac{1}{2} \cdot 900 = 0{,}045$$

$$\frac{1}{\eta} = 1 + \mu x^2 = 1{,}045.$$

Dann ist $$\sigma = \frac{80}{1{,}045} = 76 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Tabelle sollte also so verfaßt sein, daß l und i in gleicher Einheit einzusetzen sind, d. h.

$$\frac{1}{\eta} = 1 + 0{,}00005\, x^2$$

und diese Formel gilt dann immer, gleichgültig ob l und i in cm oder in m oder gar in km gemessen werden.

Mit der unwissenschaftlichen Übung, die es zuläßt, daß man „nicht dimensionierte", nicht auf gleiche Einheiten gebrachte Formeln angibt, sollte ein für allemal gebrochen werden.

*) Man bedenke: man muß (infolge dieses Verfahrens) von der Einheit von $1^0$ reden, denn die Dimension von x ist ja $[x] = \left[\frac{l}{l}\right] = [l^0]$!

# UNUNTERBROCHEN EINGESPANNTE ABDICHTUNG EISERNER BAUWERKE — EIN NEUES KONSTRUKTIONSPRINZIP.

*Von Mag.-Baurat Künzel, Charlottenburg.*

Um zu verhindern, daß das Oberflächenwasser eiserner Bauwerke bis zur Tragkonstruktion durchsickert und dort Zerstörungen verursacht, die man nicht mehr kontrollieren kann, werden die Eisenkonstruktionen durch eine Abdichtungsschicht geschützt, die das Wasser nach bestimmten Stellen leitet, wo es, ohne Schaden anzurichten, durch Tüllen hindurch seine Vorflut findet.

Dem Anschluß der Dichtung an die Eisenkonstruktion wurde bisher nicht genügend Rechnung getragen. Wie Abb. 1, der bisher übliche Anschluß, zeigt, tritt jedesmal an den Aussteifungswinkeleisen a eine Unterbrechung der an dem Träger t durch das Winkeleisen c festgehaltenen Dichtung d ein, und es kann an allen diesen Stellen Oberflächenwasser zwischen Dichtung und Eisenkonstruktion treten und damit der beabsichtigte Zweck vereitelt werden. Außerdem ließ man bisher die Dichtung an den Querträger q (vgl. Abb. 2) ohne jeden Anschluß stoßen und achtete auch nicht darauf, daß in den Ecken e (vgl. Abb. 2) sich noch besondere Eindringungsstellen für das Sickerwasser herausbildeten. Der Anschluß nach Abb. 1 zeigt auch noch den Nachteil, daß die Richtung des Anschlusses der Dichtung in der Richtung des durch einen Pfeil gekennzeichneten herunterrinnenden Sickerwassers liegt, so daß also für das Eindringen des Wassers ein direkter Weg vorhanden ist, zumal die Dichtung und der Steg des Winkeleisens c einen Absatz bilden, auf dem das Sickerwasser sich sammeln kann.

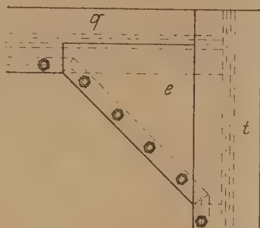



Abb. 1.

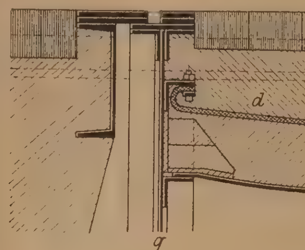



Abb. 2.

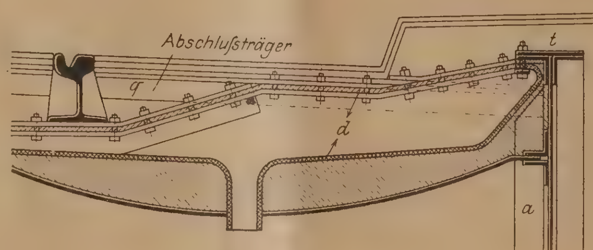



Abb. 3.

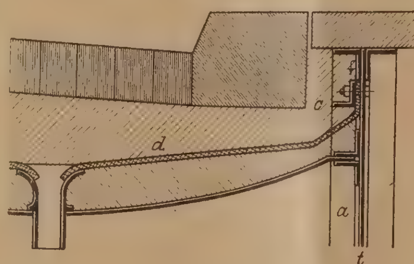



Abb. 4.

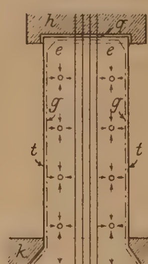



Abb. 5.

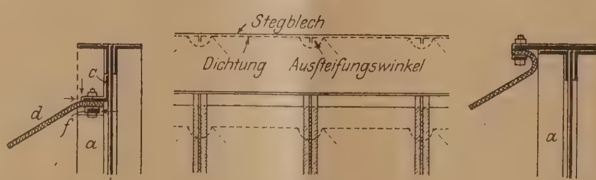



Abb. 6.

Abb. 3 zeigt die in Abb. 1 im Querschnitt dargestellte bisherige Dichtung im Grundriß und in der Ansicht und veranschaulicht, abgesehen von den eben geschilderten Nachteilen, wie leicht bei den unvermeidlichen Bewegungen des eisernen Bauwerkes infolge von Temperatur oder Belastung die Dichtung gerade an den ausgeschnittenen Stellen zu reißen beginnen kann.

Die geschilderten Übelstände sollen durch folgende Maßnahmen beseitigt werden:

I. Die Dichtung soll nicht an jeder Querversteifung des Hauptträgers unterbrochen, sondern kontinuierlich durchgeführt werden, indem die Dichtung d durch Flacheisen f oder anders geformte Eisenteile ohne Unterbrechung unter ein kontinuierlich durchgeführtes Winkeleisen c gepreßt wird (vgl. Abb. 4). Dadurch schafft man einen Dichtungsrand von überall gleicher Festigkeit, umgeht die Niete, Stoßlaschen und sonstige am Stehblech sitzende Bauteile, welche die ununterbrochene lotrechte Einspannung nach Abb. 1 noch erschweren, und schafft eine neue von der sonstigen Eisenkonstruktion ganz unabhängige Anpressungsfläche, die senkrecht zu der bisher üblichen steht. Die neue Anordnung nach Abb. 4 unterscheidet sich von der alten nach Abb. 1 noch dadurch, daß das Winkeleisen c der Abb. 4 mit dem Hauptträger t fest vernietet ist, während das Winkeleisen c der Abb. 1 lose ist und mit der Dichtung zusammen festgeschraubt wird. Außerdem erzielt man durch die Anordnung nach Abb. 4 noch den Vorteil, daß das Sickerwasser seinen Weg erst um 90° und dann nochmal um 180° ändern muß, um unter die Dichtung zu gelangen, d. h. dem Sickerwasser wird bei dieser neuen Anordnung durch Bildung einer Art von Wassernase in sehr wirksamer Weise der Weg verlegt.

Die kontinuierliche Durchführung des Winkeleisens c nach Abb. 4 bedingt, daß die inneren lotrechten Versteifungswinkel a des Hauptträgers unterbrochen werden; das ist immer möglich, da man den Dichtungsanschluß so hoch legen kann, daß der verbleibende Teil der inneren Versteifungswinkel noch wirksam genug die äußeren Versteifungswinkel unterstützen kann; vgl. Abb. 6! Will man das Ausschneiden der Versteifungswinkel ganz vermeiden, so ziehe man nach Abb. 5 den Gurt des Trägers t zur Einspannung heran, lege also die Einspannungsstelle recht hoch, wodurch das Durchdringen des Sickerwassers noch mehr erschwert wird. Gleichzeitig zeigt Abb. 5 noch, wie man zweckmäßig Dichtungsanschluß und Gurtplattennietung trennt, da sie ganz verschiedenen Zwecken dienen.

II. Da die Eisenkonstruktion infolge der Temperatur oder infolge von Belastungen Bewegungen macht, welchen die Dichtung nicht ohne weiteres folgen kann, erhält die Dichtung kurz vor der fortlaufenden Einspannung mit wagerechter Endigung eine Gegenkrümmung, welche sie befähigt, den Bewegungen der Eisenkonstruktion nachzugeben, ohne zu reißen. Eine Form dieser Gegenkrümmung zeigt Abb. 6. Es tritt also hier zu dem Gedanken der unter 1 erörterten fortlaufenden wagerechten Einspannung der neue Gedanke der Gegenkrümmung mit dem neuen technischen Effekt der größeren Empfindungslosigkeit der Dichtung gegen Bewegungen des zu schützenden Bauwerks hinzu.

III. Die oben geschilderte fortlaufende Einspannung führt auf den Gedanken, die gesamte Abdichtung eines eisernen Bauwerks so zu gestalten, daß ein allseitig wasserdicht ein-

gespannter Trog entsteht, der keinen Tropfen Wasser unter die Dichtung gelangen läßt. Zu dem Zweck ist es

1. nötig, die Einspannungslinie, die an den Trägern t am Obergurt liegt, an der Ecke e (siehe Abb. 2, 6 u. 8) nach unten in die Ebene des Obergurts des Abschlußträgers q zu ziehen; das läßt sich nach Abb. 6 und Abb. 8 durch Anordnung eines abgestumpften Eckbleches in der Ecke e und durch fortlaufende Verspannung der Dichtung gegen dieses erreichen, wobei durch die Abstumpfung der Ecke e und damit der fortlaufenden Einspannungslinie ein allmählicher Übergang der Dichtung vom Hauptträger t zum Querträger q erzielt wird,

2. muß die Dichtung gegen den Obergurt des Querträgers q wagerecht und fortlaufend eingespannt werden und

3. ist die Dichtung auch unterhalb der Schienen nach vorherigem abermaligen Ziehen der Einspannungsmittel fortlaufend und wagerecht einzuspannen; vgl. Abb. 6 und 7. Abb. 2 zeigt die Ausbildung eines auf einer Seite offenen Abdichtungstroges; falls an Stelle des festen Auflagers k eine andere Brücke oder ein anderer Brückenteil sich anschließt, wäre der Abdichtungstrog allseitig auszubilden. Im übrigen bedeutet in Abb. 2: t = Hauptträger, g = Einspannungslinie, e = abgestumpfte Ecke, q = Querträger, h = bewegliches Auflager, k = festes Auflager.

Die ununterbrochen eingespannte Abdichtung stellt gegenüber den Patenten und Konstruktionen amerikanischer und englischer Ingenieure einen Fortschritt dar und ist geeignet, einem Teil der von Herrn Reg.-Baurat Hoffmann z. B. im Zentralblatt der Bauverwaltung 1922 S. 183 ff. eindringlich geschilderten Rostgefahren eiserner Brücken wirksam entgegen zu arbeiten. So wenig möglich es ist, diese Dichtung nachträglich in eiserne Brücken einzubauen, so leicht ist ihr Einbau, wenn man ihn von vornherein bei dem Entwurf eines eisernen Bauwerks ins Auge faßt. Die Befürchtung, daß die Filzpappe zu starr ist, als daß sie an den Endigungen so scharf gekrümmt werden könnte, ist hinfällig, da man entweder schon getränkte Filzpappe durch Erwärmen biegsam machen oder rohe Filzpappe verwenden kann, die unmittelbar vor der Arbeit des Einspannens mit heißer Asphaltmasse getränkt werden kann. Auch besteht die Möglichkeit, für die Endigungen der Abdichtung biegsameres und wertvolleres Material zu verwenden, z. B. Asphaltfilz, für den größeren übrigen Teil einfacheres und billigeres, z. B. Asphaltpappe. Das Verspannen der Dichtung bei Ausführung nach Abb. 6 ist leicht möglich, da der Arbeiter den Kopf der Schraube beim Anziehen der Mutter festhalten kann; bei Ausführung nach Abb. 4 ist diese Möglichkeit nicht gegeben.

Vorstehend beschriebene Abdichtung, deren Patentierung in sicherer Aussicht steht, kommt bei dem Neubau der eisernen Caprivi-Brücke in Charlottenburg, dessen Leitung in der Hand des Verfassers liegt, demnächst zur Ausführung.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.*

### Baustoffkunde.

1348a. Traß als Ersatz für Zement und als Zusatz zu Zementmörtel. Von Prof. H. Burchartz, Berlin-Dahlem, Zement 1923, Nr. 44/45, S. 291/298 (Schluß). Einfluß auf die Zugfestigkeit bei teilweisem Ersatz von Zement durch Traß, je nach Art des Zementes. Desgleichen Einfluß auf die Druckfestigkeit. Zusatz von Kalk zu den mit Traß versetzten, jedoch an Zement gemagerten Mischungen erhöht die Zugfestigkeit. Zusatz von Traß darf eine gewisse Höhe nicht überschreiten; Zug- und Druckfestigkeit werden je nach Art des Zementes erhöht. Wirkung des Trasses in Zementmörtel und -beton; chemische Eigenschaften. Einfluß des Trasses auf die Dichte in Mörtel und Beton.

1349. Hochwertige Zemente. Aus Le Industrie Costruttive Nr. 10, 20. Jahrg., S. 92. Über Zusammensetzung und Prüfung von Portlandzement, der hohe Festigkeit aufweisen soll.

1350. Die Ausdehnung und Quellung der Zemente und Mörtel. Von R. M. Le Ciment 1923, Nr. 8, S. 241—244. Untersuchungen über die Ursachen der Ausdehnung des Zementes während des Abbindens und Mitteilung von Versuchsergebnissen.

1351. Das Abbinden des Portlandzementes. Von Jacquart. Le Ciment 1923, Nr. 8, S. 244—249, Nr. 9, S. 286—290 und Nr. 10, S. 324—327. Eingehende Untersuchungen über die Natur des Abbindeprozesses und über die Zeitdauer des Abbindens nach Veröffentlichungen der British Portland Cement Research Association von W. Laurence Gadd.

1352. Einfluß der chemischen Zusammensetzung der Schlacken und Klinker auf Erhärtung und Sulfatbeständigkeit des Hochofenzementes. Von Dr. R. Grün, Zement 1923, Nr. 46/47, S. 297—298, 1. Teil mit 1 Tab. Einführung in die Versuchsanordnung.

1353. Zur Frage der Rohmehlfeinheit. Von Geheimrat Schott, Zement 1923. Nr. 46/47, S. 298—300. Entgegnung auf die Arbeit Dr. H. Kühls, nach der „weitgehende Feinheit nicht immer von Nutzen, sogar unter Umständen schädigend" sei.

1354. Über die Materialverschiebung beim Walzen. Von Dr.-Ing. G. Gredt, Völklingen. Stahl u. Eisen 1923, Nr. 47, S. 1443—1449. Beobachtung der relativen Veränderung der Seigerungserscheinungen; Bestätigung der Rummelschen Theorie der Unabhängigkeit der Formänderung von der Bildsamkeit. Parallelepipedische Formänderung beim Walzen.

1355. Über Fehlstellen im legierten Stahl. Von Dr. phil. Dipl.-Ing. Schleicher-Budapest. Stahl u. Eisen 1923, Nr. 47, S. 1449—1452. Nachweis von Brucherscheinungen im leg. Stahl als Folge der Anwesenheit von festen oxydischen Schlackeneinschlüssen.

1356. Versuche über den Einfluß von Frost auf Beton. Bericht von Dr.-Ing. K. Haberkalt und Priv.-Doz. Ing. K. Naehr, Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1923, Nr. 44/45, S. 289—293, m. 2 Tab. Frostproben an Probewürfeln, sowie an Kontrollbalken, im Anschluß an die Untersuchung über deren Eignung zur Festigkeitsprüfung.

### Baumaschinen.

1357. Neuzeitliche Baumaschinen. Von Geh. Prof. Buhle, Dresden. Die Bautechnik 1923, Heft 49/50, S. 477 bis 478, mit 7 Abb. Über Kabelkran-Betongießverfahren.

### Statik und Festigkeitslehre.

1358. Zur Berechnung von räumlichen Fachwerkträgern. Von L. Jensen, Dortmund. Zentralblatt der Bauverw. 1923, Nr. 89/90, S. 532—535, mit 7 Abb. Im Anschluß an einen vorangegangenen Aufsatz über die Beweglichkeit der Sehnenvielecke von gerader Seitenanzahl wird die Nennerdeterminante eines Netzwerkraumfachwerks, zum Zwecke der Erweiterung der früheren geometrischen Ableitungen, einer näheren Betrachtung unterzogen.

1359. Analytische Ermittelung der Stützenmomente für kontinuierliche Träger mit ungleichen Feldweiten und gleichbleibendem Trägheitsmoment. Von Ing. K. Lerche, Saarbrücken. Beton und Eisen 1923, Nr. 21, S. 264—266, mit 6 Abb. Ableitung der von den ungleichen Feldlängen abhängigen Ergänzungswerte bei kontinuierlichen Trägern auf drei und vier Stützen.

1360. Amerikanische Beiträge zur Statik der hochgradig unbestimmten Systeme. Eine genaue mechanische Lösung mittels Modellen aus Pappe. Von Prof. Beggs, Princeton N.-I. Mitgeteilt von Dr.-Ing. F. Kann, Wismar a. d. Ostsee. Beton u. Eisen 1923, Nr. 21, S. 260—264, mit 18 Abb.

1361. Ein Beitrag zur Berechnung von Sprengwerksbindern. Von Dipl.-Ing. K. Schneemann, Köln. Der Holzbau 1923, Nr. 14, S. 53—56, mit 5 Fig. Einfluß von Hängestangen und Streben auf den Momentenverlauf; Verfasser nimmt die Streben als biegungsfest an.

1362. Erweiterung der Clapeyraischen Gleichung. Von Dipl.-Ing. Schmidt, Berlin-Lichterfelde. Der Brückenbau, Nr. 21/22, S. 71—73, mit 15 Abb. (Schluß.) Gang der Berechnung bei verschiedener Wahl des statisch bestimmten Hauptsystems.

1363. Balkenträger mit Hängegurt. Von Ing. P. Wellnitz, Berlin. Die Bautechnik 1923, Nr. 47, S. 461—465, mit 9 Abb. Verfasser nimmt Bezug auf einen in der Schweiz. Bauztg. vom 1. VII. 1922 erschienenen Aufsatz über „Versteifte Balkenbrücken" von Ing. Kihm, Luzern, und gibt das Ergebnis der im Eisenbahn-Zentralamt Berlin durchgearbeiteten Vergleichsentwürfe für Eisenbahnbrücken von 30, 40 und 50 m Nutzweite bekannt.

1364. Berechnung räumlicher Steifrahmen. Von Dr.-Ing. P. Boros, Berlin. Beton und Eisen 1923, Nr. 20, S. 249—250, mit 12 Abb. Fortsetzung aus Nr. 16. Zahlenbeispiel.

1365. Beitrag zur Berechnung von kontinuierlichen Platten und Balken. Von K. Schieneis, Hildburghausen. Beton und Eisen 1923, Nr. 20, S. 250—253, mit 5 Abb. Berechnung der Kreuzlinienabstände bei verschiedenen Laststellungen und Belastungen.

1366. Festigkeitseigenschaften von Eisen und Stahl in der Kälte und Wärme. Von Dr.-Ing. W. Örtel, Remscheid. Stahl und Eisen 1923, Nr. 45, S. 1395 bis 1404, mit 14 Abb. Zusammenfassender Bericht über das seit 1900 bis Ende 1922 bekanntgewordene Schrifttum unter Berücksichtigung einiger vor 1900 erschienener wichtiger Arbeiten. Versuchsanordnungen; Festigkeitseigenschaften, ermittelt durch den statischen Zerreißversuch; Härte; dynamische Eigenschaften.

1367. Einfluß von Spannungen und Erschütterungen auf die mechanischen Eigenschaften von Eisen und Stahl. Von Oberbaurat N. Buer, Hamburg. Die Bautechnik 1923, Nr. 46, S. 452. Das Brechen, sowie Zerreißen von Konstruktionsteilen ohne das Vorhandensein von Materialfehlern oder Überbeanspruchung, wird kurz an der Hand von Beispielen besprochen. Es ist der weiteren Forschung noch vorbehalten, im wahrsten Sinne des Wortes, Licht in die verborgenen Winkel des Metallinnern zu werfen.

1368. Theorie und Praxis der Kerbschlagprobe. Von Baurat Prof. Dr. P. Fillunger, Wien. Schweiz. Bauztg. 1923, Nr. 21, S. 265—268, mit 7 Abb., 1. Teil. Versuchsvorgänge, der gesamte Arbeitsverbrauch. Fehlerquellen.

## Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

1369. Zwei Eisenbahnhilfsbrücken. Von Dr.-Ing. R. Kern, Mödling bei Wien. Der Holzbau 1923, Nr. 14, S. 53, mit 2 Abb. Kurzer Bericht zweier Kriegsbauwerke.

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

1370. Die neue Seinebrücke in Eisenbetonbauweise in Saint-Pierre-du-Vauvray (Eure). Von P. C. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 18, S. 417—421, mit 12 Abb. Beschreibung einer neuen Straßenbrücke (Bogenbrücke mit angehängter Fahrbahn). Die eingespannten Bogenträger besitzen die bisher größte in Eisenbeton ausgeführte Stützweite. Die lichte Weite der Brücke zwischen den Widerlagern beträgt 131,80 m.

e) Eiserne Brücken.

— — — —

## Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

## Gründungsarbeiten usw.

1371. Neubau der Kraftanlage der Stadtmühlenwerke in Forst i. d. Lausitz. Von Stadtbaurat Dr. Kühn, Forst, Zentralblatt d. Bauverwaltg. 1923, Nr. 89/90, S. 529—530, mit 5 Abb. Kurze Konstruktionsbeschreibung und Bauvorgang; im besonderen schwierige Gründungsarbeiten.

1372. Schutz einer Betonpfahlgründung gegen den schädlichen Einfluß des Grundwassers. Von Reg.-Baurat Saltzmann, Geestemünde. Die Bautechnik 1923, Nr. 46, S. 451, mit 2 Abb. Der Schutz besteht in einem zweiten Innenanstrich der Pfahlhüllen nach dem Einrammen, aber unmittelbar vor dem Betonieren, damit sich der frische Beton mit der noch nicht erhärteten Streichmasse verbindet.

## Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

— — — —

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1373. Die Ausgestaltung der Hafenanlagen in Wien. Von Baudir. Ing. L. Brandl. Österr. Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst und das Berg- und Hüttenwesen 1923, Nr. 11, S. 180—182, 1. Teil. Erweiterung der bestehenden Hochwasserschutzanlagen, Erbauung eines rd. 22 km langen Entlastungsgerinnes, Erweiterung des Hauptstromprofils; Ausbau des abgebauten alten Donaubettes zur Hafenanlage. Ausbau des Donaukanalnetzes; Wasserkraftausnutzung.

1374. Die Entwicklung der Rheinschiffahrt nach Basel. Von L. Groschupf, Basel. Schweiz. Bauztg. 1923, Nr. 19, 20 u. 21, mit 4 Abb. Entwicklung seit der Vorkriegszeit durchgehend bis zur Nachkriegszeit.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1375. Staumauern nach dem Zellensystem Gutzwiller. Von E. Gutzwiller, Basel. Schweiz. Bauztg. 1923, Nr. 19, S. 239—241, mit 6 Abb. Beitrag zur Literatur aufgelöster Sperrmauer-Bauweisen.

1376. Die Grenzen der Gültigkeit des Trapezgesetzes für Sperrmauern. Von Reg.- und Baurat P. Ziegler, Clausthal (Harz). Die Bautechnik 1923. Nr. 48, S. 467—469, Nr. 49/50, S. 478—480, mit 2 Abb. Herleitung des Trapezgesetzes für den wagerechten rechteckigen Schnitt eines exzentrisch durch P belasteten Stabes. Übertragung dieser Berechnungsweise auf Sperrmauerquerschnitte. Der wagerechte Widerstand, dessen Grenzbereich; Pressungen und Sperrspannungen. Berechnung der Kantenpressung der wagerechten Fuge nach dem Trapezgesetz für einen dreieckigen Mauerquerschnitt.

1377. Erddämme als Talsperren für den Hochwasserschutz der Stadt Dayton. Von Degove. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 19, S. 456—461, mit 11 Abb. Schilderung der Maßnahmen zum Schutze der Stadt Dayton gegen die Hochwasser des Miamiflusses. Eingehende Angaben über die Ausführungsweise von fünf bis zu 1950 m langen Erddämmen und ihrer Entlastungsbauwerke.

## Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

## Straßenbau.

— — — —

## Eisenbahnbau und -betrieb.

1378. Führung und Lauf des Lokomotivrades im Geleise. Von Ing. J. Buchli, Baden. Schweiz. Bauztg. 1923, Nr. 17, S. 217—221, mit 30 Abb. (Schluß.) Eingehende Untersuchung der Bewegungsvorgänge, sowie Kurveneinstellungen an Lokomotiven mit verschiedener Achsfolge. Unterschied des Einflusses von Dreh- und Laufgestellen auf sicheren Lauf und Unterhaltungsarbeiten der Lokomotiven.

1379. Getriebe für Bahnmotoren. Von H. Necke, Berlin. Der elektrische Betrieb 1923, Nr. 21, S. 233—236, mit 14 Abb. Es wird in der Folge besprochen: Die Beschaffenheit der Räder, der Baustoff, die Verzahnung, Einbau der Getriebe, die Lagerung, Schmierung und die Ausführung der Radkasten.

1380. Erweiterung der selbsttätigen Signalanlage der Berliner Hochbahn. Von Dr. Kemmann. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltg. 1923, Nr. 43, S. 705—707, mit 3 Abb. Betriebsnetz der Großberliner Schnellbahnen, Signalanlagen, Stellwerksvorrichtungen, Ausrüstung der freien Strecke.

1381. Ruhrgebiet — Hauptbahnhof. Von Reg.-Baumstr. a. D. O. Schmidt, Essen. Verkehrstechnische Woche 1923, Nr. 35/36, S. 262—268, mit 9 Abb. Vorentwurf zu einem neuen Hauptbahnhof für die Stadt Essen im Anschluß an einen Wettbewerb, der der Aufgabe galt, im Stadtkern vorhandenes Bauland zum Zwecke der Erweiterung der Geschäfts- und Bureaustadt aufzuschließen.

1382. Der neue Hauptbahnhof Stuttgart und seine Lehren. Von Reg.-Rat Gall, Stuttgart. Ztg. d. Ver. Deutsch. Eisenbahnverwaltg. 1923, Nr. 42, S. 687—692. (Schluß.)

Nachrichtenwesen, Diensträume, Verkehrseinrichtungen, Vorbereitung für den Bau und Betrieb, sowie die bisherigen Ergebnisse des Betriebes.

1383. Verwendung des Holzes der Kolonien für den Bau der Betriebsmittel der französischen Bahnen. Von L. Tolmer. Revue générale des chemins de fer et des tramways 1923, Bd. 2, Nr. 5, S. 322—336, mit 4 Abb. Untersuchungen über die Eignung der kolonialen Hölzer zum Bau von Eisenbahnfahrzeugen.

1384. Die „Borini"-Schwelle aus Eisenbeton mit Spezialbefestigung und Stützung der Schiene. Von G. Borini. Il Cemento, Nr. 10, 20. Jg., S. 94, 5 Abb. Genaue Beschreibung dieser Schwellenart, die die für Italien sehr kostspieligen hölzernen Schwellen ersetzen soll.

1385. Der erste Bauabschnitt der Arbeiten zur Elektrisierung der Bahnen im Bereich Paris — Lyon — Mittelmeer. Von Marcel Japiot. Revue générale des chemins de fer et tramways 1923, Bd. 2, Nr. 5, S. 291—321, mit 15 Abb. Die Elektrisierung war bedingt durch das starke Anwachsen des Verkehrs in der Gegend von Paris und durch Ausnutzung der umfangreichen Wasserkräfte in Südfrankreich zur Ersparnis von Kohle. Beschreibung der bisher in Betrieb genommenen Linien.

1386. Der Betrieb der schweizerischen Eisenbahnen im Jahre 1921. Von Ing. A. Härry, Zürich. Schweiz. Wasserwirtschaft 1923, Nr. 13, S. 275—283, mit 3 Tab. u. 1 Abb. Gedrängte statistische Zusammenstellung des schweizerischen Eisenbahnnetzes bezüglich der einzelnen Betriebslängen, Kosten für Kohle und elektrische Energie.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

1387. Das Gußbetonverfahren und seine Entwicklung während der letzten zehn Jahre in Deutschland. Von Dipl.-Ing. Sturm und M. Rank, München. Beton u. Eisen 1923, Nr. 20, S. 245—249, mit 7 Abb. Beschreibung der für das Gußbetonverfahren erforderlichen Gesichtspunkte, bei Errichtung des Turmgerüstes, der Mischanlage samt Materialzufuhr, des Rinnensystems und seiner Aufhängung, der Ausbildung der Schalung.

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

1388. Die Eisenkonstruktionen für die Lokomotivfabrik Hennigsdorf der A.-E.-G. Von Prof. Dr. Maier-Leibnitz. Die Bautechnik 1923, Nr. 49/50, S. 475—477, mit 7 Abb. Konstruktionsbeschreibung der Haupt- und Zwischenbinder, der Dachverbände, Längsaussteifungen und Stützen.

### Holzbau.

1389. Das Zollbau-Lamellen-Dach. Von F. Eiselen. Der Holzbau (Deutsche Bauztg.) 1923, Nr. 13, S. 49 bis 52, mit 7 Abb. Beschreibung der Lamellenkonstruktion, stat. Betrachtung.

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

1390. Die Gartenstädte Letchworth und Welwyn bei London. Von Georges Benoit-Lévy. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 19, S. 449—453, mit 6 Abb. Beschreibung der Städte und der Grundsätze, nach denen ihr Ausbau erfolgt.

1391. Zur Frage der Beseitigung der Kaliabwässer im Bereiche der Aller. Von Stooff, Berlin-Dahlem. Das Gas- und Wasserfach 1923, Nr. 43, S. 631—634. Wiedergabe des im Auftrage des Landeswasseramtes Berlin erstatteten Gutachtens anläßlich einer Reihe von Anträgen im Gebiete der Aller liegender Kaliwerke wegen Verleihung des Rechts zur Ableitung von Kaliabwässern in die Aller und Weser. Das Gutachten befürwortet die Anträge.

1392. Die Schnellfilteranlage des Wasserwerks Stuttgart. Von Reg.-Baumstr. Dir. E. Link, Stuttgart. Gesundheitsing. 1923, Nr. 44, S. 429—430, mit 2 Abb. Nach einleitendem Bericht über die bestehenden, den Wasserbedarf deckenden Anlagen wird die Schnellfilteranlage — das Pumpen- und Fällmittelgebäude, das Niederschlagsbecken, die Schnellfilter, die Entkeimungsanlage — beschrieben.

1393. London der Zukunft. Von Cornelius Gurlitt. Deutsche Bauzeitung 1923, Nr. 90/91, S. 377—378. (Schluß.) Vorschläge zur weiteren städtebaulichen Entwicklung unter Berücksichtigung der modernsten Verkehrsmittel, sowie großzügigster Kunstbauten.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

— — — —

### Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

1394. Die Wohnungsfrage und ihre Gesetzgebung. Von Dr.-Ing. Alb. Gut, München. Deutsche Bauzeitung 1923, Nr. 90/91, S. 378—380. Nach einem Vortrage, gehalten auf der 48. Abgeordnetenversammlung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine in Danzig. Leitsätze zur Hebung der Wohnungsnot, zur Förderung der Volksgesundheit.

### Bauunfälle.

— — — —

### Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

1395. Zur Bekämpfung der Wohnungsnot. Von Prof. H. Chr. Nußbaum, Hannover. Gesundheits-Ingenieur 1923, Nr. 42, S. 413—414. Wirtschaftliche Erwägungen; technische Forderungen.

1396. Ist die Eisenbahn zur Nachprüfung der Inhaltsbezeichnungen des Absenders verpflichtet? Von Regsrat Dr. Hermann, Stuttgart. Ztg. d. Vereins Deutsch. Eisenbahnverwalt. 1923, Nr. 45, S. 740—742. Die Eisenbahn hat das Recht, nicht die Pflicht, eine Prüfung des Inhaltes vorzunehmen, und zwar mit Rücksicht auf Mangel an Zeit und Beamte, zur Vermeidung von Schädigungen, für die sie nicht schadenersatzpflichtig gemacht werden will.

1397. Die Behandlung von Goldmarkforderungen durch die Reichsbahn. Von Dr. jur. Wyszomirski, Halle. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1923, Nr. 46, S. 753—757. Die kassentechnischen Schwierigkeiten bei der Behandlung der Goldmarkrechnungen. Die Bezahlung von Goldmarkrechnungen, wenn die Umrechnung nach dem Kurse vom Tage des Zahlungseinganges vereinbart ist. Die Bezahlung von Goldmarkrechnungen, wenn Zahlungsbedingungen nicht vereinbart sind. Die Anrechnung der auf Goldmarkforderungen in Papiermark geleisteten Abschlagszahlungen auf die Schlußrechnung.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

1398. Holland und die Baukunst unserer Zeit. Von Mart. Stam, Schweiz. Bauztg. 1923, Nr. 21, S. 268—272 mit 5 Abb. (Schluß.) Städtebauliche Betrachtungen vom modernen künstlerischen Standpunkte aus.

---

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Der schottische Kanal.

Schottland ist durch den Firth of Forth im Osten und durch den Firth of Clyde im Westen sehr stark vom übrigen Teil Englands abgeschnürt. Die beiden schmalen Meerzungen liegen sich auf beinahe gleicher geographischer Breite gegenüber. Ihre landseitigen Enden haben nur etwa 45 km gegenseitigen Abstand. Die Stelle ist deshalb für einen Durchstich wie geschaffen. Die Pläne, hier einen Kanal zu bauen, gehen bis weit ins 17. Jahrhundert zurück. Öfters haben sie Jahrzehnte lang vollständig geruht. In neuster Zeit hat ihnen die starke Arbeitslosigkeit in England neue Werbekraft gegeben. Der Bau eines Seeschiffahrtsweges würde Tausende von Kräften auf Jahre hinaus binden können.

Für den Bau des Kanals und seine Linienführung sind zwei Hauptgesichtspunkte maßgebend: sein Nutzen für die Volkswirtschaft und sein Nutzen oder Schaden in militärischer Beziehung. Die Forderungen dieser beiden Standpunkte widerstreiten sich zum Teil, so daß bis jetzt noch keine Entscheidung über die Ausführung gefallen ist. Es scheint aber, daß nach dem Vorgang und den guten Erfahrungen des Manchesterkanals, der Manchester unmittelbar mit der See verbindet, die wirtschaftlichen Rücksichten die Oberhand gewinnen sollten.

Hinsichtlich der Linienführung stehen zwei Entwürfe in Wettstreit miteinander: die ,,direkte" Linie, die die inneren Spitzen der beiden Meerzungen fast geradlinig verbindet, ganz nahe bei Glasgow vorbei-

führt und ein stark mit Industrie besetztes Gebiet durchzieht, also hohe Grunderwerbskosten verursachen wird — und die Loch Lomond Linie, die sich etwa 20 km weiter nördlich hält, den langgestreckten See Lomond benützt und weit ab von Glasgow in die See mündet. Dort ist das Gelände noch wohlfeil, der wirtschaftliche Nutzen des Kanals zunächst aber auch gering, weil die Industrie sich erst ansiedeln müßte. (Engineering v. 5. 1. 23.) Gl.

## Riesenbagger.

Die Goldküste am Golf von Guinea besitzt keine natürlichen Hafenbildungen. In den beiden bedeutenderen Hafenplätzen Accra und Seccondee müssen die Seeschiffe weit draußen vor Anker gehen und mit Hilfe von kleinen Ruderbooten leichtern. Um diesem Übelstande abzuhelfen und die Ausfuhr von Manganeisenerzen zu fördern, baut die englische Kolonialverwaltung in der Nähe von Seccondee ein künstliches Hafenbecken für Schiffe mit großem Tiefgang durch Herstellung zweier Molen von 900 und 2250 m Länge. Die Gründung macht keine Schwierigkeit. Der Meeresgrund ist Sandsteinfelsen, die Wassertiefe verhältnismäßig gering. Die Hafendämme sollen aus Granitbruch, der in der Nähe gewinnbar ist, geschüttet, die Böschungen mit besonders großen Blöcken bekleidet werden, so daß Beton entbehrlich ist. Die Anfuhr geschieht mit der Bahn, die bei dem künftigen Steinbruch bereits vorbeiführt. Die Spurweite des Landes ist die Kapspur, 1067 mm. Die Schüttmassen werden durch Sprengung gelöst, die großen Blöcke für die Böschungen mit Kran bewältigt, alles andere aber mit Löffelbaggern gefaßt und geladen.

Für diese Massenbewegung sind 3 Löffelbagger gebaut, die wohl das Größte darstellen, was bisher auf diesem Gebiete geleistet worden ist. Der Löffel fast 3½ cubic yard, das sind rund 2½ cbm, oder eine Nutzlast von 5—6t. Dabei hat der Wagen des Baggers nur Kapspur, also keine besonders breite Spur, wie bei uns üblich, und ist in allem so gehalten und eingerichtet, daß er auf der Eisenbahn wie ein gewöhnlicher Wagen befördert werden kann. Er besitzt 2 zweiachsige Drehgestelle, die zur Selbstbewegung von einer Dampfmaschine über eine Blindwelle mittelst Ketten angetrieben werden können. Um dem Kran während der Arbeit seitliche Standfestigkeit zu geben, werden vorn kräftige Dreiecksstützen mit Fußschrauben angesetzt. Jeder Bagger besitzt 3 Maschinen, die Kraftübertragung der Hubmaschine geschieht mit einer Schiffskette. Die Triebkraft ist Dampf.

Das Baggergefäß ist aus Stahlplatten zusammengenietet und mit 4 kräftigen Zähnen besetzt, die zugleich die Vorderwand verstärken. Die Dampfkesselanlage ist über dem hinteren Drehgestell angeordnet. Die Verankerung des Auslegers reicht bis hierher. Der mittlere Radstand des Baggerwagens beträgt rund 8,7 m. Die äußere Erscheinung des Löffelbaggers zeigt im übrigen keine grundsätzlichen Abweichungen von dem gewohnten Bild. (Engineering vom 9. 3. 23.) Gl.

## Eine Hängebrücke über den Hudson

soll noch in diesem Jahre in dem landschaftlich schönsten Teile des berg- und waldumgebenen Stromes, etwa 70 km nördlich von New York, erbaut werden. Eng. News Rec. Bd. 90, Nr. 19, S. 829 ff., vom 10. 5. 23 bringt darüber folgende Angaben. Es wird eine Hängebrücke von 497,5 m Stützweite mit eisernen Turmpfeilern von 108 m Höhe über den niedrigen Pfeilern an den beiden Ufern errichtet. Die Kabel von 432 mm Ø sollen aus je 7252 Drähten von 5,16 mm Dicke bestehen. Sie liegen in 18,3 m Abstand und tragen die beiden von Turm zu Turm reichenden Versteifungsträger mit doppelten Hängeseilen von 63,5 mm Ø. Die Versteifungsträger liegen in 16,76 m Abstand und sind 9,144 m hoch. Unter ihren Untergurten liegen auskragende Querträger, an denen die Hängeseile angreifen. Die Fahrbahnquerträger sind fachwerkartig ausgebildet und tragen etwa in Höhe der Obergurte die Brückenbahn, eine 11,6 m breite Fahrstraße aus einer Eisenbetonplatte mit Asphaltabdeckung auf 457 mm hohen Walzträgern und zwei 1,5 m breite Fußwege.

Es sind Windverbände in der Fahrbahnebene und in der Untergurtebene vorgesehen. Die lichte Höhe unter Brücke ist 46,3 m. Auf beiden Seiten sind Zufahrtsbrücken von 61 m Stützweite, auf der Westseite noch ein Träger von 30,5 m und zwei Blechträger von 15 m Länge. Die Kabel sollen eine Bruchfestigkeit von 154 kg/mm² erhalten und die Versteifungsträger aus hochsiliziertem Stahl bestehen. Die Gewichte sind wie folgt veranschlagt:

Türme 4200 t, Kabel und Hängeseile 1870 t, Verankerungen und Stahlgußteile 820 t, Versteifungsträger und Fahrbahn 3600 t, Zufahrtsbrücken 880 t.

Der Entwurf rührt von H. C. Baird, von dem beratenden Ingenieurbureau von Hodge & Baird, her. Die Seile liefert J. A. Roebling & Söhne, die Eisenbauteile die Mc Clintic-Marshall Co. in Pittsburg. M.

## Neuer Unterwassertunnel für Groß-New York.

Zur Verbindung der beiden der Hudson-Mündung vorgelagerten Inseln Staten Island und Long Island wird ein Unterwassertunnel gebaut. Er wird die Städte Richmond und Brooklyn verbinden und einen unmittelbaren Zugang von Südwesten nach dem Herzen von Groß-New York schaffen. Dieser, Staten Island-Tunnel genannte Tunnel unterfährt mit zwei Röhren die Mündung des Hudson. Seine Länge zwischen den Portalen beträgt mehr als 8 km, einschl. der Zufahrtsrampen auf beiden Seiten etwa 16 km; die Unterwasserstrecke mißt 3150 m. Dienen soll er sowohl dem Personen- als dem Güterverkehr jeder Art. Die Baukosten sind zunächst auf 60 000 000 Dollar veranschlagt.

Das erste Baulos, das bereits vergeben und in Angriff genommen ist, umfaßt die Herstellung eines Schachtes auf der Seite von Brooklyn mit Luftdruckgründung, 7000 m³ Massenaushub, 3500 m³ Beton und 1170 t Eisenkonstruktion. Auch der Schacht am anderen Ende des Tunnels ist kürzlich dem gleichen Unternehmer zur Ausführung übertragen worden.

Der neue Tunnel ist Eisenbahn- und Straßentunnel. Zunächst war geplant, auf denselben Gleisen auch Untergrundbahnzüge laufen zu lassen. Doch ist man davon wieder abgekommen. Eine endgültige Lösung liegt noch nicht vor.

Der Bau des Tunnels ist 1921 durch Gesetz beschlossen worden. Auch die militärischen Behörden haben ihre Zustimmung gegeben. Der Zweck des Baues ist, die Überlegenheit des Hafens New York zu sichern. (Electric Railway Journal v. 11. 8. 23.) Gl.

## Staustufe im Vaal-Flusse, Südafrika.

Im Jahre 1903 bildete sich in Südafrika eine Genossenschaft zur Beschaffung von Wasser im Gebiete von Johannesburg. Beteiligt daran sind Staat, Gemeinden, Goldminen und Eisenbahn. Die ersten Jahre begnügte man sich, Quellen neu zu erbohren und bekannte ergiebiger zu gestalten. Bis 1910 wurde so ein Gebiet von 160 km Durchmesser um Johannesburg herum bereits versorgt. Um den stark steigenden Bedarf zu decken, ist 1916 eine Staustufe im Vaal-Flusse errichtet worden, die Anfang dieses Jahres in Betrieb gekommen ist. Sie sichert einen täglichen Bedarf von 90 000 m³ auf ein Jahr, auch wenn keinerlei Zufluß in dieser Zeit stattfinden sollte. Zunächst ist ein Viertel davon ausgebaut worden und vollendet.

Das Stauwerk ist eine Wehranlage im Bette des Vaal. Sie hat 420 m Länge, das Flußbett ursprünglich an dieser Stelle aber nur 186 m Weite. Es ist deshalb künstlich erweitert worden, um die nötige Durchflußweite zu schaffen. Diese beträgt etwa 40 vH des gesamten Wasserquerschnittes bei Hochwasser. Das Stauwerk besteht aus 36 Öffnungen von 9,3 m Lichtweite, die mit Hubtoren verschlossen werden können. Die Pfeiler sind 2,4 m stark, 10,5 m hoch und 16,5 m lang. Stromaufwärts sind sie lotrecht begrenzt, stromabwärts laufen sie in sehr flacher Neigung auf 30 m Länge aus. Jeder fünfte Pfeiler wird durch eine 0,9 m hohe Schwelle verlängert, die als Leitwerk wirken und Wirbelbildung mildern soll. Die Gründungsverhältnisse waren sehr günstig. Guter Felsen stand überall an, so daß die größte Gründungstiefe unter Sohle nur 1,8 m beträgt. Alle Pfeiler sind aus Beton, die Gründungen mit Schienen verstärkt. Zwischen den Pfeilern ist die Sohle ebenfalls betoniert worden.

Auf den Pfeilern ist ein Überbau aus Eisenbeton von 11 m Höhe aufgesetzt, bestehend aus je 2 Säulen mit Querversteifung, die oben eine durchgehende Plattform tragen, auf der die Hubvorrichtungen für die Tore aufgestellt sind. Diese Hubtore haben 7,5 m Höhe, 9,85 m Breite und 28 t Gewicht und werden in die Abstände zwischen den Säulen hochgezogen. Jedes besitzt ein Gegengewicht von 62 t. Das Öffnen dauert deshalb nur 1½ Min., während das Schließen 3 Mann und 20 Min. Arbeitszeit für jedes Tor erfordert.

Bei voller Füllung des Staubeckens beträgt die Stauhöhe 7,5 m. Dann reicht der Stau 64 km stromaufwärts und bedeckt 16½ km² Fläche. Die größte Breite des gestauten Wassers beträgt etwa 1,2 km. An der Oberwasserseite des Stauwerks läuft in halber Höhe noch ein Steg entlang, von dem aus ein Hilfstor in Nuten der Pfeiler eingesetzt werden kann, z. B. bei Reparaturen. Auf der Unterwasserseite sind zugleich eine Straße von 3 m Fahrbahnbreite und ein schmaler Fußweg überführt. In der Mitte ist eine Ausweichestelle von 10 m angeordnet.

Die Baukosten für dieses Stauwerk betrugen 455 000 Pfund.

Das bis jetzt vorhandene Rohrnetz hat 420 km Länge, wovon die reichliche Hälfte Pumpleitungen sind, der Rest gehört zum Versorgungsnetz. Drei Achtel der gesamten Wasserausbauten verbraucht Johannesburg, ebensoviel die Goldminen. (Engineering v. 17. 8. 23.) Gl.

## Hubvorrichtung für Lehrgerüste.

Die Philadelphia & Reading-Eisenbahn hat eine neue Brücke über den Susquehanna bei Harrisburg, Pa., im Bau. Diese besteht aus 46 Gewölbebögen von 19,8 m Weite. Die Bögen sind Halbkreisbögen und werden in Bruchstein ausgeführt. Da die Brücke auf über 1000 m Länge rund 7 m Steigung aufweist, liegen die Bogenscheitel verschieden hoch. Das Lehrgerüst ist aus Eisenfachwerk, ähnlich wie ein Dreigelenkbogen gebildet; je 3 Bogenrippen liegen nebeneinander auf die halbe Brückenbreite und tragen Holzschalung. Um den verschiedenen Scheitelhöhen leicht folgen zu können und den oft rasch schwankenden Wasserhöhen beim Einschwimmen der Lehrbögen zu begegnen, hat man eine rasch wirkende teleskopartige Hubvorrichtung gebaut. Auf einem großen Prahm ist ein kurzer, quadratischer Turm, 8,4 × 8,4 m im Grundriß, aus Eisenkonstruktion errichtet. Er wird umfaßt von der Hubeinrichtung: zwei durch Querträger außerhalb des Turmes verbundene Hauptträger von 18 m Länge, auf deren ausgekragten Enden das Lehrgerüst aufsitzt. Durch vierfach angeordnete Handseilwinden kann die Hubeinrichtung rasch gehoben oder gesenkt und damit beim Einsetzen leicht in der Höhe gerichtet werden. Die Lehrbögen werden nach Möglichkeit oft wieder verwendet. (Eng. New Record v. 24. 8. 22.) Gl.

## Eigenschaften von Portlandzement mit hohem Magnesiagehalt.

Zu dieser vielumstrittenen Frage lieferte P. H. Bates im Jahre 1917 einen beachtenswerten Beitrag in den „Technologie Papers of the Bureau of Standards" Nr. 102.

Zahlreiche Untersuchungen, beginnend im Jahre 1891, sind bekanntermaßen in Deutschland durch Mitglieder des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten ausgeführt worden. Die Festsetzung des maximalen Gehaltes von Portlandzement an Magnesiumoxyd auf 5 vH war eine der Früchte dieser Arbeiten. Trotzdem aber konnte man die Magnesiafrage niemals als geklärt ansehen und Bates wirft allen bisher angestellten Untersuchungen vor, folgende wichtige Punkte nicht genügend beachtet zu haben:

1. Werdegang des untersuchten Zementes, insbesondere die Beschaffenheit des Rohmaterials, die Bedingungen des Brennens, die allgemeinen Eigenschaften des Klinkers.

2. Eigenschaften und Zusammensetzung der Klinkermineralien, insbesondere ihre Veränderung mit steigendem Magnesiagehalt.

3. Eine genügend große Zahl von Zementen mit steigendem Magnesiagehalt. (Bei nachträglichem Zusatz von gemahlener Magnesia zum Zement kann von Portlandzement nicht mehr gesprochen werden.)

Bates verwandte für seine Untersuchungen nur solche Zemente, die in einem mit Naturgas und Druckluft von 20 Atm. geheizten Drehofen (von 6 m Länge und 60 cm Dmr.) aus Rohmaterial (Ton, Kalkstein, Dolomit, Feldspat, Kaolin) von genau bekannten Eigenschaften und unter sorgfältiger Überwachung der Temperatur mit Hilfe eines Wanner-Pyrometers bei 1430—1530° erbrannt worden waren.

Die Brennproben wurden dadurch variiert, daß bei zwei verschiedenen Zementen der Kalkgehalt durch Magnesia ersetzt wurde: Der erste enthielt etwa 22,3 vH Kieselsäure und 10,3 vH Tonerde und Eisenoxyd, und der Magnesiagehalt wurde von 1,77 vH bis 18,98 vH variiert. Der zweite war etwas ärmer an Kieselsäure (21,8 vH), reicher an Tonerde und Eisenoxyd (11,7 vH) und der Magnesiagehalt schwankte von 2,01 bis 25,53 vH.

Bei Anwendung der üblichen Beurteilungsmethoden der richtigen Brenntemperatur auf Grund des Aussehens des Klinkers wurden stets zerrieselnde Zemente erhalten, wenn der Magnesiagehalt höher als 9,50 vH war. Daher mußte die Temperatur ausgeprobt werden, bei welcher maximale Mengen von Klinker mit befriedigenden Eigenschaften erbrannt wurden. Die Farbe des Klinkers oberhalb 9,50 vH Magnesiagehalt war rötlichgelb.

Petrographische Untersuchungen über den Einfluß allmählichen Ersatzes von Kalk durch Magnesia sind bereits früher gemacht worden.

Bei der vorliegenden Untersuchung wurden bis zu 8 vH Magnesiagehalt zunächst nur die normalen Klinkermineralien vorgefunden ($3\,CaO \cdot SiO_2$; $2\,CaO \cdot SiO_2$; $3\,CaO \cdot Al_2O_3$), über 8 vH Magnesiagehalt trat der Monticellit auf ($MgO \cdot CaO \cdot SiO_2$), dann der Spinell ($MgO \cdot Al_2O_3$) und erst bei viel höheren Magnesiummengen wurde freie Magnesia entdeckt. An Dünnschliffen, welche unter Anwendung chemisch indifferenter Öle und unter Ausschluß der Luftfeuchtigkeit angefertigt worden waren, konnten die Mengenverhältnisse der erwähnten Klinkermineralien mit Hilfe des Mikroskopes mit Netzraster annähernd bestimmt werden. Darnach erfolgt die Bildung von Monticellit und Spinell auf Kosten des Dicalciumsilikates, während die Menge des Tricalciumsilikates nicht wesentlich vermindert wird. Bemerkenswert ist die Tendenz des Tricalciumsilikates, in großen Kristallnadeln aufzutreten.

Der frische Klinker wurde gemahlen und zu Abbinde-Raumbeständigkeits- und Festigkeitsproben verwendet. Bei einem Gehalt von 10 vH Magnesia und mehr zeigte sich eine beträchtliche Verkürzung des Abbindebeginns und so starke Wärmeentwicklung, daß das Wasser größten Teiles verdampfte; diese Erscheinung ist aber kaum auf die Magnesia zurückzuführen als vielmehr auf eine relative Anreicherung der schnellbindenden Bestandteile (Tricalciumsilikat und Tricalciumaluminat) gegenüber der langsambindenden. Monticellit besitzt keine hydraulischen Eigenschaften.

Abgesehen von zu niedrig erbrannten oder sonst fehlerhaften Zementen, wurden die üblichen Raumbeständigkeitsproben bestanden. Schwindmessungen an Betonkörpern von 12,5 × 12,5 × 110 cm Ausdehnung und vom Mischungsverhältnisse 1:1,5:4,5 zeigten kein wesentlich anderes Verhalten der magnesiareichen Zemente gegenüber gewöhnlichen Portlandzementen.

Versuchskörper aus reinem Zement, aus Mörtel und aus Beton wurden zwecks Vornahme von Festigkeitsproben einer kombinierten Lagerung in Wasser und in Lösungen von Steinsalz, Glaubersalz, Magnesiumchlorid und Magnesiumsulfat ausgesetzt. Bemerkenswert ist die Beobachtung, daß in den Treibrissen zweier viel Magnesia enthaltenden Zemente Kristalle von Kalkhydrat, Magnesiumhydrat und von Kalziumsulfoaluminat ($3\,CaSO_4 \cdot 3\,CaO \cdot Al_2O_3 + H_2O$) gefunden wurden. Die letzteren bildeten so feine Nadeln, daß sie einer Masse weißen Pulvers glichen. Sie traten bei den beobachteten außergewöhnlich starken Treiberscheinungen in nie zuvor wahrgenommener Menge auf; sie schienen aber trotzdem nicht das Treiben veranlaßt zu habe als vielmehr in den Rissen und Höhlungen aus Lösung ausgeschieden zu sein. Das starke Treiben wird auf die unter gewaltiger Volumenvergrößerung erfolgende Bildung von Magnesiumhydrat aus Monticellit zurückgeführt.

Charakteristisch für magnesiumreiche Zemente ist die sehr geringe Festigkeit am Anfang und die langsame Zunahme derselben erst mit dem Alter.

So zeigte z. B. ein Mörtel 1:3 aus einem Zement mit 10,33 vH Magnesia erst am Ende eines Jahres 29 kg/cm² Zug- und 204 kg/cm² Druckfestigkeit. Nach etwa 3 Jahren stellt sich aber auch bei Mörtelkörpern bei einigen Zementen Treiben ein, bei mehr als etwa 8 vH MgO-Gehalt und zwar sind die Treiberscheinungen am geringsten auf derjenigen Fläche, welche während der Erhärtung in den ersten 24 Stunden der Luft, d. h. der Kohlensäure, ausgesetzt war.

Auch an Betonkörpern konnte die erwähnte Grenze von 8 vH bemerkt werden, oberhalb welcher die Zemente unbrauchbar werden. Möglicherweise beruht sowohl die Festigkeitszunahme und die damit verbundene, leicht feststellbare Dichtigkeitszunahme als auch das später erfolgende Treiben auf der langsamen, unter sehr beträchtlicher Volumenvergrößerung erfolgenden Hydratation der Magnesiaverbindungen. Auf dem Grunde kleiner Gruben von einigen Millimetern Tiefe wurde dementsprechend auch kein kristallines, sondern vielmehr amorphes Material gefunden, durch dessen Bildung unter Volumenvergrößerung infolge der Hydratation durch eindringendes Wasser die darüber befindlichen Mörtelstücke herausgedrückt worden waren. Diese Hydratation erfährt durch Salzwasser eine Beschleunigung. (Vgl. Technologie Paper Nr. 12.) Dr. Zimmermann, Karlsruhe.

## Eisenbetonstraßen in England.

In allerneuster Zeit ist auch England zum Bau von Eisenbetonstraßen übergegangen, nachdem Amerika schon seit Jahren gute Erfahrungen im großen damit gemacht hatte. Den Anlaß dazu hat eigentlich die große Arbeitslosigkeit des vorletzten und letzten Jahres in England gegeben. Um dieser abzuhelfen, wurden öffentliche Arbeiten allerart begonnen, die hauptsächlich ungelernte Arbeitskräfte binden konnten. Darunter auch zahlreiche Bauten von Straßen über Land mit 24 bis 30 m Breite. Namentlich für den Bezirk von London und Manchester wurden große Mittel bereitgestellt. Der Querschnitt der 30 m breiten Straßen zeigt 2 Fahrbahnen von 6 m, zwischen denen ein unbefestigter Mittelstreifen von 8,4 m für spätere Gleise vorgesehen ist, und 2 Fußwege, je 4,8 m breit. Die 24 m-Straße hat nur eine Fahrbahn von 15 m und 2 Fußwege von je 4,5 m. Um die ausgeworfenen Mittel hauptsächlich für Löhne freizubehalten, wurde entschieden, die 30 m-Straßen im Unterbau fertig zu machen, aber nur die eine Hälfte zu befestigen und die endgültige Fertigstellung späterer Zeit zu überlassen.

Als Straßendecke wurde einheitlich Beton gewählt, bei ungünstigen Unterbauverhältnissen oder auf voraussichtlich besonders stark belasteten Straßenstrecken Eisenbeton. Die Wahl fiel deshalb auf Beton, weil sich Probestrecken, die an anderer Stelle in 6 verschiedenen Weisen ausgeführt worden sind, zu bewähren scheinen. Die neuen Straßen stellen den ersten großen Versuch in England dar, Beton für Straßendecken zu verwenden. Es ist allerdings schon beim Entwurf vorgesorgt worden, daß eine andere Straßendecke ohne besondere Schwierigkeiten später aufgebracht werden kann, wenn die Betondecke den Angriffen des Verkehrs auf die Dauer doch nicht sollte standhalten können.

In der Nähe von Manchester führt eine der neuen 24 m-Straßen auf 870 m Länge über Moor. Dort wurde der Boden in größerer Tiefe ausgehoben und durch Asche und Schlackenschüttung ersetzt, eingewalzt, bis etwa 20 kg/qcm Tragfähigkeit entstanden war, und dann eine Eisenbetondecke aufgelegt. Diese reicht noch beiderseits 0,75 m unter den Fußweg, so daß diese Straßendecke mit 16,5 m Gesamtbreite die größte bisher ausgeführte Eisenbetonstraße sein dürfte. Die Decke ist durch Querfugen in Stöße von 4,5 m Länge unterteilt. Ihre Dicke beträgt 30 cm in Straßenachse, 22,5 cm am Rande. Die Eigenart der Herstellung liegt in der Anwendung einer starken, armierten Tragschicht, 1:2,5:5, und einer 4—5 cm starken Oberschicht besonders guter Mischung, 1:1:2, mit Feinschlag aus Granit. Die Bewehrung ist doppelt, besteht aus Rundstäben, und wird fertig zusammengebaut für jeden Stoß eingebracht. Die Betonierung der beiden Schichten erfolgt unmittelbar hintereinander. Die Teilplatten werden wechselweise betoniert, so daß also zunächst jeder zweite Stoß frei bleibt. Er folgt erst etwa 14 Tage später. Die frisch betonierten Stöße wurden vor Sonne und Frost mindestens 8 Tage geschützt und feucht gehalten. Die Bordkantensteine sind ebenfalls aus Beton, 1:4,5, hergestellt worden. Auf die Bereitung des Betons und seine Verarbeitung wurde die allergrößte Sorgfalt verwendet, besonders wurde alle Verunreinigung fernzuhalten versucht.

Die Straßenbauarbeiten im Bezirk von Manchester gaben im vorigen Jahre über 2000 Menschen Brot. Täglich wurden etwa 400 t Beton geleistet. (Modern Transport v. 24. 3. 1923.) Gl.

## Blitzschlag in eine Straßendecke aus Eisenbeton

ist im vorigen Sommer im Staate New York an einer Landstraße beobachtet worden. Der Blitz hat zuerst in einen Ahornbaum in 1,5 m Abstand neben der Straße geschlagen, ist dann auf die armierte Straßendecke übergesprungen und 30—40 m nach beiden Seiten in der Decke weitergelaufen, seinen Weg dadurch kennzeichnend, daß sich an den Stoßfugen der Decke, die aus Einzelplatten von rd 10 m Länge bei 4,8 m Breite besteht, an den Übergangsstellen Löcher gebildet haben, wo der Beton abgesprengt worden ist. Deren Größe

war durchschnittlich 12—15 cm, ihre Tiefe 5—7 cm. Die Stoßfugen besitzen eine Dichtung aus 8—10 mm starkem Asphalt, die also durchschlagen worden ist. Die Lage der Überschlagstellen des Funkens in den Stoßfugen ist ganz unregelmäßig, an einer Zwischenfuge wurde überhaupt keine Blitzwirkung gefunden. Der Zustand der Straßendecke zeigt sonst keinerlei Merkmale von Beschädigung. (Eng. New. Record, v. 16. 11. 22.) Gl.

### Amerikanische Bauten in Japan.

Im Jahre 1919 sandte die japanische Regierung eine Studienkommission nach Europa und Amerika, um die besten Verfahren für die Herstellung großer Hochbauten ausfindig zu machen. Man entschied sich für die amerikanischen Methoden und gründete in Japan eine amerikanische „Gesellschaft für den Bau moderner Geschäftshäuser". Nach dem Wunsche der Japaner sollten die amerikanischen Ingenieure weniger als Bauleiter, sondern vielmehr als Lehrer und Lehrmeister auftreten, um die einheimischen Architekten, Bau- und Maschineningenieure in die neuesten amerikanischen Baumethoden einzuweihen. Zurzeit (1922) hat die Gesellschaft drei große Hochbauten im Gange, davon zwei in Tokio und einen in Kobe, außerdem werden mehrere für die Mandschurei entworfen.

Das größte Bauwerk ist ein Geschäftshaus in Tokio, das eine Fläche von 100 × 83 qm bedeckt und 8 Stockwerke mit zusammen rund 30 m Höhe besitzt. Die Baukosten waren auf 5 000 000 Dollar veranschlagt. Die Nutzfläche ist etwa 65 000 m² groß. Die Straßenseiten sind ganz nüchtern, ohne jede Gliederung oder architektonischen Schmuck ausgeführt. Die Baustoffe sind für die aufgehenden Mauern Eisengerippe und Beton, für die Zwischendecken armierter Beton. Den Verkehr vermitteln u. a. 10 Personen- und 1 Gepäckaufzug. — Das zweite Gebäude ist das Geschäftshaus für eine japanische Schifffahrtsgesellschaft; es bedeckt 87 × 48 m² Fläche und besitzt bei rd. 30 m Höhe 7 Stockwerke. Es ist ebenfalls aus Eisen und Beton errichtet und kostet etwa 3 000 000 Dollar. — In Tokio wird als drittes das Geschäftshaus für die japanische Öl-Compagnie errichtet. Es hat 38 × 47 m² Fläche, wird mehr als 30 m Höhe erhalten, soll ebenfalls aus Eisen und Beton bzw. Eisenbeton gebaut werden. Die Baukosten sind auf 2 000 000 Dollar veranschlagt. — In Kobe läßt sich eine große Handelsfirma ein Geschäftshaus von 30 × 30 m Grundfläche mit 6 Stockwerken erbauen. Im Gegensatz zu den vorher genannten Gebäuden wird dazu ausschließlich Eisenbeton verwendet, auch soll es architektonisch reicher gestaltet werden.

Bei den Bauarbeiten wird, soweit es irgend geht, Maschinenarbeit benutzt. Alle Baumaschinen und alles Zubehör sowie Ersatzteile liefern die Vereinigten Staaten. Außerdem werden fast sämtliche Baustoffe und Ausrüstungsgegenstände, sogar Beschläge und Linoleum von dort bezogen. Diese Einfuhr umfaßt solche Mengen an Stoffen und Gütern, daß die Gesellschaft nahe bei Tokio eigene Kaianlagen errichtet hat. Von den einheimischen Baustoffen wurden vorwiegend Zement, Sand, Stein, Kalk, Gips und dgl. Rohstoffe benutzt. — Die Arbeiterschaft besteht ausschließlich aus Einheimischen, dagegen sind alle Ingenieure, Bauleiter, Werkmeister und Vorarbeiter im Bau- und Maschinenfach Amerikaner, denen Dolmetscher beigegeben sind. Die Japaner zeigen sich sehr gelehrig und anstellig, um die amerikanischen Arbeitsverfahren zu übernehmen. (Eng. News Record v. 21. 9. 22.) Gl.

### Ein Museum für das gesamte Maschineningenieurwesen in Amerika

ist im Entstehen begriffen. Es soll das ein Gegenstück werden zum Deutschen Museum in München und dem South Kensington Museum in London. Der Kern dazu wird eine umfängliche Sammlung historischer Stücke über die Entwicklung der Maschinenbaukunst und verwandter Ingenieurgebiete sein, die die Gesellschaft amerikanischer Maschineningenieure schon vor Jahren zusammengebracht hat. Das neue Museum soll mit dem National-Museum in Washington vereinigt und in einem besonderen Neubau untergebracht werden.

Die technischen Kreise in Amerika begrüßen diesen Plan als einen wichtigen Schritt auf dem Wege zur Anerkennung des Ingenieurs und seiner Arbeit im öffentlichen und staatlichen Leben, die bisher ebenfalls gefehlt hat wie in Deutschland. Denn erst 1920 ist der erste Ingenieur, James B. Eads, in die Ruhmeshalle eingezogen, 1924 wird das erste Denkmal für einen Ingenieur, Capt. John Ericsson, im Lincoln Memorial in Washington fertig werden, und der in den letzten Jahren auch bei uns wohlbekannte Hoover ist der erste Ingenieur in der amerikanischen Bundesregierung. (The Literary Digest v. 9. 9. 22.) Gl.

---

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Die Elektrifikation der Schweizerischen Bundesbahnen.

Heft 11 der Schweiz. Wasserwirtschaft dieses Jahres enthält die Wiedergabe eines bemerkenswerten Vortrages des Generaldirektors A. Schrafl, Zürich, gelegentlich einer Diskussionsversammlung des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes. Ausgehend von einem wirtschaftlichen Überblick aus dem Frühjahr 1922, dessen Gesamtbild für den geplanten weiteren Ausbau der elektrischen Bahnen in der Schweiz, besonders infolge des erheblichen Rückganges des Kohlenpreises nach dem Kriege, keineswegs hoffnungsvolle Aussichten eröffnete, zumal der während des Krieges eingetretene Verkehrsrückgang anhielt und erhebliche Zuschüsse erforderlich wurden, werden die Gründe angeführt, die, trotz jener Umstände, die Fortsetzung der Elektrifizierung nicht nur empfehlenswert, sondern dringlich erscheinen lassen. Unter Zugrundelegung der augenblicklichen Baukosten und Vernachlässigung der durch Ausbau während des Krieges, zur Zeit größter Teuerung, entstandenen Mehrkosten sowie unter Voraussetzung eines Verkehrs von wenigstens 90 vH desjenigen im Jahre 1913 ergeben sich für den elektrischen Betrieb der Bundesbahnen die gleichen Kosten wie für Dampfbetrieb bei einem Kohlenpreis von 60 Fr/t franko Schweizergrenze. In dem Maße, wie nun der Verkehr zunimmt, ermäßigt sich der Paritätspreis der Kohle. Bei dieser, die eigentlichen Vorteile des elektrischen Betriebes noch nicht berücksichtigenden Rechnung ist eine fünfprozentige Verzinsung des Anlagekapitals angenommen worden, eine Annahme, die angesichts des günstigen Geldmarktes aller Wahrscheinlichkeit nach als sehr vorsichtig bezeichnet werden darf. Zieht man nun die Vorteile des elektrischen Betriebes in Erwägung, so kommt man zu dem heute allgemein geltenden Schluß, daß die Einführung des elektrischen Betriebes eine wirtschaftlich berechtigte Forderung bedeutet. Den bedeutendsten Einfluß üben einmal die größere Geschwindigkeit auf Steigungen und die raschere Beschleunigung infolge des Motorwagenbetriebes besonders bei leichten Zügen, während der Fahrt sowohl als auch beim Anfahren aus. Diese die Leistungsfähigkeit der elektrischen Lokomotiven auszeichnenden Vorteile gelten nicht nur für Personen- und Schnellzüge, sondern auch für Güterzüge; das bedeutet umgekehrt auch eine Erhöhung der Zugkraft.

Die Fahrzeitverkürzung sowohl, als die größere Zugkraft erlauben in der Folge eine wirtschaftlichere Ausnutzung der Strecke; d. h. Aufschub des zweigleisigen Ausbaues, sowie Vermehrung der Zugzahl. Wennschon der Wegfall des Eigentransportes von Kohle keine nennenswerten Vorteile bietet, so ist andererseits die Ersparnis an Zeit, die sonst die Speisung mit Kohle und Wasser erfordert, von großer Bedeutung.

Nicht zuletzt zeitigt der Wegfall des Rauches manchen Gewinn an hohen Unterhaltungskosten, sowie die Erhöhung der Betriebssicherheit infolge besserer Sichtbarkeit der Signale.

Bei der Wahl des Systems — Gleichstrom- oder Phasensystem — sind verschiedene Gesichtspunkte mitbestimmend gewesen. Zunächst war diesbezüglich auf die schon bestehende Elektrifikation Rücksicht zu nehmen; eine Änderung des vorhandenen Systems oder eine Systemmischung stand bei dem Umfang der vorhandenen Elektrifikation außer Diskussion, so daß nunmehr die Frage offen blieb, ob der Anschluß der Bundesbahnelektrifikation an das im Lande bestehende Dreiphasennetz für die Bundesbahnen, sowie mit Rücksicht auf die weitere Entwicklung der industriellen Elektrizitätswerke zu rechtfertigen sei. Infolge des hohen Energiebedarfes einerseits und der Struktur der schweizerischen Elektrizitätsindustrie andererseits hat man sich entschlossen, in der Hauptsache den Energiebedarf durch besondere Einphasenwerke zu decken. Es ist ferner ein gegenseitiger Ausgleich in der Lieferung überschüssiger Kraft zwischen den industriellen und eigenen Kraftwerken beabsichtigt, je nach der lokalen Bedarfssteigerung und dem Fortschritt im Bau neuer Kraftwerke seitens der Bundesbahnen.

Die wirtschaftlichen Verhältnisse haben den beschleunigten Ausbau des 1530 km langen Netzes bis Ende des Jahres 1928, und zwar 5 Jahre früher, als ursprünglich beabsichtigt, ratsam erscheinen lassen. Als sehr vorteilhafte und ausbaureife Energiequellen kommen die im Wallis liegenden Kraftwerke Barberine mit der oberen und unteren Gefällstufe bei Chatelard und Vernayaz in Betracht. Letztere beiden Kraftwerke, zusammen mit den eigenen Kraftwerken am Gotthard reichen annähernd aus, um die bis zum Jahre 1928 auszubauende Elektrifizierung zu ermöglichen. Der Rest an Energiebedarf wird aus industriellen Kraftwerken, in Sonderheit dem Berner Kraftwerk entnommen, von denen entweder direkt, oder nach Umformung, Einphasenstrom bezogen wird.

Die Organisation der Bundesbahnen ist durch Artikel 1 des neuen Bundesgesetzes vorgeschrieben und geschieht, unter Wahrung der Interessen der nationalen Volkswirtschaft, nach kaufmännischen Grundsätzen.

Die Durchführung der beschleunigten Elektrifikation dient gleichzeitig der Verminderung der Arbeitslosigkeit als Notstandsbau, der andererseits dem Lande hinsichtlich seines dauernden Wertes für die nationale Volkswirtschaft einen größtmöglichsten Nutzen bringen muß. G. E.

### Rechtsfolgen bei unter Verletzung der Stillegungs-Verordnung erfolgten Kündigungen.

Von Syndikus Dr. rer. pol. Brunner, Dresden.

Das freie Verfügungsrecht des Arbeitgebers als Eigentümer seines Betriebes ist, soweit er denselben abzubrechen oder ganz oder teilweise stillzulegen beabsichtigt, bekanntlich durch die VO, betreffend Maß-

nahmen gegenüber Betriebsabbrüchen und Stillegungen vom 8. 11. 20 erheblich beschränkt. Nach § 1 dieser Verordnung hat der Inhaber oder Leiter eines gewerblichen Betriebes, in dem in der Regel mindestens 20 Arbeitnehmer beschäftigt werden, der von der Landeszentralbehörde zu bestimmenden Demobilmachungsbehörde (vielfach die Regierungspräsidenten, in Sachsen das Arbeitsministerium) Anzeige zu erstatten, bevor er Betriebsanlagen ganz oder teilweise abbricht oder bevor er Betriebsanlagen ganz oder teilweise nicht benutzt, sofern hierdurch in Betrieben oder selbständigen Betriebsteilen mit in der Regel weniger als 200 Arbeitnehmern 10 Arbeitnehmer, in Betrieben oder selbständigen Betriebsteilen mit in der Regel mindestens 200 Arbeitnehmern 5 vH. der im Betriebe Beschäftigten, jedenfalls aber wenn mehr als 50 Arbeitnehmer zur Entlassung kommen. Ohne Zustimmung der zuständigen Demobilmachungsbehörde darf im zweiten Fall (der Stillegung) die beabsichtigte Maßnahme erst durchgeführt werden, wenn nach Erstattung der Anzeige 4 Wochen abgelaufen sind. Eine Ausnahme besteht nur dann, wenn die Maßnahme infolge unvorhersehbarer Ereignisse sofort getroffen werden muß. Dann genügt es, wenn die Anzeige unverzüglich, jedoch spätestens innerhalb drei Tagen nachgeholt wird. Wie liegt nun aber der Fall, wenn es sich um eine Maßnahme handelt, die zwar nicht unvorhersehbar im eigentlichen Sinne des Wortes und plötzlich eingetreten ist, sondern beispielsweise 8 oder vielleicht auch 14 Tage vorher vorauszusehen aber unabwendbar war? Macht sich in diesem Falle der Arbeitgeber gemäß § 7 der Verordnung strafbar, weil er die Sperrfrist nicht eingehalten oder nicht? Keinesfalls, denn infolge der Unabwendbarkeit des eingetretenen Ereignisses, das die Stillegung bedingte, entfällt ja die Voraussetzung für die Strafe, nämlich das vorsätzliche oder fahrlässige Tun. Notwendig ist allerdings, daß der Arbeitgeber dann unverzüglich die Anzeige bei der zuständigen Demobilmachungsbehörde macht, wenn das Ereignis eintritt, das ihn zwingt, seinen Betrieb nach Ablauf von 8 oder 14 Tagen still zu legen. Gerade bei den gegenwärtigen Verhältnissen, nicht zuletzt hervorgerufen durch die Vorgänge im Rhein- und Ruhr-Gebiet, mußten solche Betriebsstillegungen vielfach vorgenommen werden. Verhältnisse, wie sie heute in der Regel die Stillegung bedingen (Absatzunmöglichkeit infolge der Besetzung im Westen, Auftragsmangel infolge des niedrigen Auslandsvalutastandes und dadurch bedingte empfindliche Geldknappheit, besonders empfindlich im Hinblick auf die enorme Höhe der Löhne) hat man bei der Schaffung der Verordnung kaum voraussehen können. Nicht genügend geklärt ist hierbei die Frage, für welche Zeit Arbeitnehmer dann, wenn die Vorschriften der Stillegungsverordnung nicht eingehalten worden sind, bzw. nicht eingehalten werden konnten, Lohn zu beanspruchen haben. Vielfach haben sich die Arbeitnehmer auf den Standpunkt gestellt, daß der Arbeitgeber in jedem Falle 4 Wochen zu bezahlen hätte. Diese Annahme ist aber durchaus irrig und läßt sich durch keine gesetzliche Bestimmung belegen. Die Verordnung betreffend Maßnahmen gegenüber Betriebsabbrüchen und Stillegungen ist keine Arbeitnehmerschutzverordnung, etwa wie die vom 12. 2. 20 über die Einstellung und Entlassung von Arbeitnehmern während der Zeit der wirtschaftlichen Demobilmachung. Durch die Verordnung vom 8. 11. 20 sollte vielmehr lediglich im Interesse der gesamten Volkswirtschaft verhindert werden, daß Betriebe aus Gründen abgebrochen oder stillgelegt würden, die mit den Interessen der Volkswirtschaft nicht vereinbar sind. Irgendwelche Wirkung auf das Arbeitsverhältnis hat daher die Verletzung der Verordnung, selbst wenn sie strafbar wäre, auf das Arbeitsverhältnis nicht, vorausgesetzt natürlich, daß dasselbe ordnungsgemäß unter Einhaltung der vereinbarten oder gesetzlichen Kündigungsfrist gelöst worden ist. Handelt es sich also um Stillegungsfälle, bei denen der Arbeitgeber zwar die 4 Wochen Sperrfrist nicht eingehalten, hierbei aber weder vorsätzlich noch fahrlässig gehandelt hat, dann haben die Arbeitnehmer keinen Lohnanspruch für die nicht eingehaltene Zeit der Sperrfrist, wenn das Arbeitsverhältnis unter Einhaltung der bestehenden Kündigungsfrist (eintägige, achttägige oder vierzehntägige) gelöst ist. Streit herrscht darüber, ob dem Arbeitnehmer etwa ein Schadensersatzanspruch gegenüber dem Arbeitgeber zusteht, wenn festgestellt ist, daß der Arbeitgeber die Verordnung fahrlässig oder vorsätzlich übertreten und die vorgeschriebene Sperrfrist nicht eingehalten hat. Meines Erachtens ist die Frage zu verneinen. Zum Ersatz des Schadens ist verpflichtet, wer gegen ein den Schutz eines anderen bezweckendes Gesetz verstößt und zwar schuldhafterweise. Bereits eingangs habe ich aber darauf hingewiesen, daß es sich bei der Verordnung um kein Gesetz handelt, das den Schutz von Arbeitnehmern bezweckt, sondern ein Gesetz zum Schutze der Interessen der Gesamtheit. Der § 823 BGB ist also nicht anwendbar und somit entfällt auch die Möglichkeit des Schadensersatzanspruches. Aber auch dann, wenn der Arbeitgeber infolge des unabwendbaren Ereignisses den Betrieb vor Ablauf der Sperrfrist hat stillegen müssen und die Kündigungsfrist nicht eingehalten hat, wird dem Arbeitnehmer der Anspruch auf Lohn für die ausgefallene Arbeitszeit abzusprechen sein, vorausgesetzt natürlich, daß sich der Arbeitgeber nicht Fahrlässigkeit oder Vorsätzlichkeit bei der Stillegung hat zuschulden-kommen lassen, da in diesem Falle dann Unmöglichkeit der Leistung auf Seiten des Arbeitnehmers vorliegt, die nach § 323 BGB den Verlust der Gegenleistung, also des Lohnes, mit sich bringt. Liegt in diesem Falle ein strafbares Vergehen gegen die Verordnung vor, dann hat der Arbeitnehmer allerdings Anspruch auf Ersatz des Schadens, den er erlitten hat, weil die Kündigungsfrist nicht eingehalten wurde. Der Schaden ist nachzuweisen. Er ist wohl in der Regel gleichbedeutend mit dem entgangenen Lohn, doch muß sich der Arbeitnehmer das anrechnen lassen, was er in der Zwischenzeit erworben hat.

---

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 18. Okt. 1923.

Kl. 19 a, Gr. 24. K 81 171. Wilhelm Kollmeier, Westerholt bei Buer, Westf. Schienenstoßverbindung für ruhenden Stoß bei Gruben- und Kleinbahnen. 11. III. 22.

Kl. 20 h, Gr. 7. V 18 172. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Leitrolle für Rangierzwecke. 8. III. 23.

Kl. 37 b, Gr. 3. B 99 613. Hans Beierbach, Mannheim, Schwetzinger Str. 53. Bauteil in Trägerform. 6. V. 21.

Kl. 37 f, Gr. 5. H 79 667. Christoph Herrmann & Sohn, Mannheim. Betonstein zur Herstellung von eisenbewehrten Schornsteinen. 14. I. 20.

Kl. 80 a, Gr. 7. J 21 883. Gebhard Jaeger, Columbus, Ohio, V. St. A.; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Mischmaschine für Beton u. dgl. 22. VIII. 21. V. St. Amerika 28. XI. 19.

Kl. 80 b, Gr. 3. G 56 916. Dr. Arthur Guttmann, Düsseldorf, Roßstraße 107. Verfahren zur Regelung der Abbindezeit geschmolzener Zemente. 24. VI. 22.

Kl. 81 e, Gr. 23. B 104 171. Heinrich Becker, Düsseldorf, Harlesstr. 6. Anlage zum Beladen und Entladen von Stapelplätzen für Massengüter. 24. III. 22.

Kl. 81 e, Gr. 32. M 80 032. Maschinenfabrik Hasenclever A.-G., Düsseldorf. Vorrichtung zum Einebnen von Geländen oder Auffüllen von Tagebauen. 21. XII. 22.

Kl. 84 a, Gr. 6. Z 11 378. Fa. Carl Zeiß, Jena. Rechen für Werkkanäle. 3. II. 20.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 25. Okt. 1923.

Kl. 19 a, Gr. 25. K 84 989. Markus Kris, Wien; Vertr.: Dr. B. Alexander-Katz, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Keilverschluß für Laschenbolzen. 23. II. 23, Österreich 26. VII. 22.

Kl. 19 a, Gr. 23. K 81 387. Max Krannich, Großbreitenbach i. Th. Gleis für Hängebahnen. 29. III. 22.

Kl. 20 i, Gr. 3. D 43 460. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges. vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte. Einstelliger Fernantrieb mit Drahtbruchsicherung für Eisenbahnsignale, Starkstromschalter u. dgl. 4. IV. 23.

Kl. 37 a. Gr. 4. F 49 564. Dipl.-Ing. Onno Fimmen, Chemnitz, Langestraße 26. Holzfachwerkbau mit steifen Rahmen. 23. VI. 21.

Kl. 37 b, Gr. 3. G 59 080. W. Br. Gutacker, Bochum i. W., Gudrunstr. 9a. Gelenkbalken. 12. V. 23.

Kl. 37 e, Gr. 1. R 50 570. Wilhelm Roß, Neukölln, Siedlung Dammweg, Widderstr. 29. Vorrichtung zum Anheben der Arbeitsbühne an den Pfosten von Baugerüsten. 2. VII. 20.

Kl. 85 e, Gr. 10. H 93 159. Kaspar Hümpfner, Fürth, Bay., Holzstr. 45. Eisenbetonschachtrahmen. 27. III. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 1. Nov. 1923.

Kl. 5 b, Gr. 12. B 108 643. Berlin-Anhaltische Maschinenbau-Act.-Ges., Berlin. Abbau mit Bergeversatz. 1. III. 23.

Kl. 5 c, Gr. 4. Sch 66 652. Johann Schürmann, Bochum, Meinolphusstr. 22. Grubenstempel. 14. XII. 22.

Kl. 19 a, Gr. 15. V 14 742. Hans Verken, Aachen, Moreller Weg 10. Schwebender Schienenstoß. 19. V. 19.

Kl. 20 g, Gr. 1. P 46 156. Phoenix Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Lippstadt. Sperrvorrichtung für Drehscheiben. 28. IV. 23.

Kl. 20 i, Gr. 5. D 43 694. Peter Dederichs, Eschweiler, Kr. Aachen. Stellvorrichtung für Straßenbahnweichen. 22. V. 23.

Kl. 20 i, Gr. 19. St 36 617. Fritz Steinmann u. Fritz Stümper, Hamm i. W. Vom Zuge gesteuerte Bahnschranke. 19. II. 23.

Kl. 37 b, Gr. 3. N 21 733. Hans Niedermeier, Ohlau, Schles. Stabanschluß für Holzfachwerkträger. 3. I. 23.

Kl. 37 b, Gr. 5. St 36 866. Dipl.-Ing. Julius Strecker, Eßlingen a. Neckar. Verbindungsmittel für hölzerne Fachwerkglieder 12. V. 23.

Kl. 37 b, Gr. 5. W 63 135. Richard Wind, Pelkum b. Hamm i. W. Tragbügel. 10. II. 23.

Kl. 81 e, Gr. 36. R 43 811. Gebr. Rank, München. Zellensilo von rechteckigem oder rechteckähnlichem Querschnitt mit Trennungswänden; Zus. z. Pat. 341 547. 16. X. 16.

Kl. 84 b, Gr. 1. H 90 666. Albert Huguenin, Zürich, Schweiz; Vertr.: H. Nähler, Dipl.-Ing. F. Seemann u. Dipl.-Ing. E. Vorwerk, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Schiffshebewerk mit an Schraubenspindeln geführtem Trog. 29. VII. 22. Schweiz 13. VII. 22.

Kl. 84 b, Gr. 1. K 84 609. Fried. Krupp Akt.-Ges. Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Schiffshebewerk mit längsbeweglich getragenem, senkrecht hebbarem Trog. 17. I. 23.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Oktober 1923.

Kl. 19 a, Gr. 2. 385 239. Max Rüping, Gut Sonnenburg b. Freienwalde a. O. Verfahren zur Ausfütterung oben einseitig ausgeweiteter Löcher bei Holzschwellen. 27. XI. 21. R 54 506.

Kl. 19 a, Gr. 10. 385 240. Fernand Radelet, Brüssel; Vertr.: E. Peitz u. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Schienennagel mit seitlichen Flügeln. 15. II. 22. R 55 106. Belgien 22. XI. 21.

Kl. 19 a, Gr. 11. 385 241. Georg Stierl, Berlin-Steglitz, Steinstr. 5. Schienenbefestigung auf eisernen Schwellen. 12. X. 21. St 35 047.

Kl. 19 a, Gr. 19. 385 242. Heinrich Enax, Leipzig-Gohlis, Pariser Str. 15. Schienenstoßverbindung bei Querschwellenoberbau. 27. VI. 20. E 25 394.

Kl. 20 g, Gr. 1. 385 247. Dr. Karl Mayer, Wien; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler u. Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Gelenkdrehscheibe. 7. VII. 20. M 69 960. Österreich 16. III. 16 für Anspr. 1—6 u. 1. VII. 16 für Anspr. 7—9.

Kl. 20 g, Gr. 3. 385 381. Dipl.-Ing. Friedrich Bender, Kassel, Gr. Rosenstr. 17. Verbindungsbrücke zum Überfahren der Laufgrube versenkter Schiebebühnen. 22. III. 22. B 104 075.

Kl. 20 i, Gr. 38. 385 248. Dr. Alexander Coppola-Fabrizj, Berlin, Adolfstr. 12 b. Blinklichtsignal für elektrische Bahnen. 3. VI. 22. C 32 200.

Kl. 37 b, Gr. 4. 385 409. Richard Hawke Rogers, London; Vertr.: J. P. Schmidt u. O. Schmidt, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Einlage für Eisenbetondecken. 16. III. 21. R 52 566. England 15. III. 20.

Kl. 80 b, Gr. 1. 385 212. Philipp Gelius, München, Albanstr. 2. Mischungsverfahren für Beton und Mörtel. 7. IV. 22. G 56 281.

Kl. 80 b, Gr. 1. 385 213. Jakob Mettler, Berlin, Großgörschenstr. 16. Verfahren zur Erzielung gesetzmäßiger Zusammensetzungen der Mischungen und zu ihrer Aufbereitung für die Herstellung von Baustoffen und fertigen Mörteln. 23. III. 20. M 68 672.

Kl. 84 c, Gr. 1. 385 218. August Wolfsholz, Preßzementbau Act.-Ges., Berlin. Verfahren zum Abschließen einer Baugrube durch eine Eisenbetonspundwand. 6. VIII. 20. W 55933.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 11. Oktober 1923.

Kl. 19 a, Gr. 14. 385 752. Lewis Phillips Winby, London; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Zweiteilige Schienenverklammerung mit Stütze zur Verhütung des Wanderns. 21. I. 22. W 60 323.

Kl. 37 e, Gr. 13. 385 673. J. L. Eckelt, G. m. b. H., Charlottenburg. Vorrichtung zum Spritzen von Mörtel und anderen Stoffen. 12. IV. 21. B 99 202.

Kl. 84 b, Gr. 1. 385 716. Otto Ellmer, Berlin-Steglitz, Albrechtstr. 52. Senkrechtes doppeltes Schiffshebewerk. 17. III. 23. E 29180.

Kl. 84 d, Gr. 2. 385 717. Fred Lobnitz, Roß Hall, Schottl.; Vertr.: Dr. C. Schmidtlein, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Löffel- oder Greiferschwimmbagger. 1. 5. 21. L 53 017. England. 5. III. 21.

Kl. 85 c, Gr. 6. 385 862. Max Prüß, Essen, Ruhr. Mechanische Schlammschaufel zum Abheben dünner Schichten stichfesten Schlamms. 1. IV. 23. P 45 979.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 18. Okt. 1923.

Kl. 19 c, Gr. 7. 386 313. Julius Hartkopf, Bottrop b. Essen, Ruhr Osterfelder Str. 4. Anschluß des Pflasters an den Straßenbahnoberbau. 4. XII. 19. H 79 235.

Kl. 35 b, Gr. 1. 386 246. Dipl.-Ing. Robert Thomé, Köln, Altenberger Str. 14. Vorrichtung zur Verhütung des Schrägstellens von Verladebrücken. 19. XII. 22. T 27 224.

Kl. 37 b, Gr. 3. 386 343. Gio-Batta Sala, Genua, Ital.; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler u. Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verbindungsstück für Doppelmaste. 9. VII. 21. S 56 949.

Kl. 84 a, Gr. 3. 386 382. Lars Lawski u. Axel Ekwall, Stockholm; Vertr.: E. Peitz u. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Sektorförmiges Schleusentor. 24. III. 22. L 55 214.

Kl. 84 a, Gr. 3. 386 383. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Versenkbares Walzenwehr. 15. VII. 22. M 78 398.

Kl. 84 a, Gr. 3. 386 384. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Floßhebevorrichtung für Trockenförderung. 6. VIII. 22. M 78 617.

Kl. 84 a, Gr. 3. 386 385. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Antriebvorrichtung für wagrecht geteilte Schützen von Wehranlagen; Zus. z. Pat. 341 020. 18. V. 19. M 80 634.

Kl. 84 a, Gr. 3. 386 386. Willy Salge & Co., Technische Gesellschaft m. b. H., Berlin u. Walter Knoch, Charlottenburg, Philippistr. 2. Vorrichtung zum Schließen von Zylinderschützen. 7. VI. 22. S 60 025.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 25. Okt. 1923.

Kl. 37 d, Gr. 32. 386 906. Kraftbau Aktiengesellschaft für Hoch-, Tief- und Betonbauten, Berlin. Einrichtung zum Schleudern fertig gemischten Mörtels zum Verputzen von Wänden u. dgl. 24. VIII. 21. K 78 833.

Kl. 42l, Gr. 13. 386 909. Dr. Ludger Mintrop, Hannover, Gellertstr. 25A. Verfahren zur Ermittelung des Aufbaus von Erdschichten; Zus. z. Pat. 371 963. 1. IX. 21. M 74 999.

Kl. 84 a, Gr. 3. 386 731. Berliner Actiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Gelenkstangenantrieb für Drehtore an Schleusen usw. 19. V. 22. B 104 909.

Kl. 84 a, Gr. 3. 386 732. Dipl.-Ing. Dr. Wilhelm Ihlenburg, Sterkrade, Rhld. Zweiteilige Schütze mit segmentartigem Oberteil. 7. IX. 22. J 22 996.

Kl. 84 a, Gr. 3. 386 929. Arthur H. Müller, Blankenese. Schleusentor oder Wehr mit einem versenkbaren Verschlußkörper. 11. III. 23. M 80 788.

Kl. 84 c, Gr. 5. 386 595. Gerhard Seidel, Berlin-Karlshorst, Karl-Egon-Str. 9. Verankerung der Widerlager von Gewölbedecken bei Untergrundbahnen und ähnlichen Bauwerken. 29. I. 22. S 58 760.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 1. Nov. 1923.

Kl. 19a, Gr. 26. 387 147. Erich Kunkel, Berlin, Schönhauser Allee 101. Verfahren zum Einpressen von Rillenkeilen in Rillenschienen. 24. IV. 23. K 85 800.

Kl. 19 c, Gr. 10. 387 288. Otto Wilhelmi, Kiel, Esmarchstr. 70. Vorrichtung zum Aufbrechen von Straßendecken. 8. IX. 22. W 62 028.

Kl. 80 a, Gr. 45. 387 271. Paul Thiele, Hamburg, Peute-Hofe-Str. 557. Verfahren zur Herstellung langer eisenbewehrter Betonkörper. 11. III. 21. T 25 078.

Kl. 84 b, Gr. 1. 387 200. Fried. Krupp Akt.-Ges. Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Torverschluß für Schiffshebewerke. 21. VII. 22. K 82 759.

Kl. 84 d, Gr. 2. 387 279. Deutsche Werke Akt.-Ges., Berlin. Kesselspeisewasserzuführung für Löffelbagger, Drehscheibenkrane u. dgl. 23. VII. 22. D 42 126.

---

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Prof. Dr. Ernst Schultze, Organisatoren und Wirtschaftsführer. Verlag F. A. Brockhaus, Leipzig 1923.

Als Rektor der Leipziger Handelshochschule sprach bei deren 25jährigem Jubiläum der Volkswirt Schultze über das obengenannte Problem, an das er eine Ermahnung an die studierende Jugend anknüpfte, die er (als dritten Teil) auch mitdrucken läßt. Dabei ist der Zusammenhang kein untrennbarer zwischen diesem und den ersten beiden Abschnitten, die das Wesen der Organisatoren bzw. Wirtschaftsführer behandeln, nachdem einige Ausführungen den drei Seiten des Organisationswesens der Gegenwart gewidmet sind: der Verbandsorganisation, der Durchgestaltung der Betriebe und dem behördlichen Organisieren. Mit Recht wird der Betriebsorganisator vom Wirtschaftsführer unterschieden, da deren beider Aufgaben sich nur zum Teil decken. Als Inbegriff der Organisation bezeichnet Verfasser, der außer ökonomischer wirtschaftssoziologische Klärung erstrebt und an verschiedenen Punkten seine Auffassung von seinem Lehramt erkennen läßt, die Steigerung der Wirkungskraft beliebiger menschlicher Anstrengungen durch planmäßiges Zusammenordnen von Menschen und Einrichtungen. Zum Unterschied davon ist mit dem Begriff des Wirtschaftsführers unzertrennlich die Persönlichkeit, welche die Wirkungskraft der volkswirtschaftlichen Vorgänge durch planmäßiges Zusammenordnen von Menschen und Einrichtungen zum Besten der Allgemeinheit steigert. Der Organisator braucht sich nur um die Interessen einer privatwirtschaftlichen Einheit zu kümmern, der Wirtschaftsführer wägt ab, wie eine Maßnahme den verschiedenen Gruppen und Teilen der Gesamtheit frommt. Das Denken des ersten ist einzel-, das des andern volkswirtschaftlich. Wie der Wirtschaftsführer zugleich

volks- und weltwirtschaftlichen Weitblick haben muß, wie eine Schulung hierzu eine Verflechtung von Wirtschaftspraxis und Wirtschaftswissenschaft bieten kann, wird anschaulich erläutert. Daß auch ethische Voraussetzungen für beide Arten aktiver Persönlichkeiten, die wir gerade jetzt bitter benötigen, gegeben sein müssen, tritt in dem trefflich ausgestatteten Buch, das manchen Beitrag zur soziologischen Erkenntnis bringt, gut hervor. Gehrig.

Dr. Hermann Brinkmeyer, Hugo Stinnes. Dr. Kurt Wiedenfeld, Lenin und sein Werk. Wieland-Verlag, München 1923.

Beim Studium des oben besprochenen Schultzeschen Buches wird wieder der Eindruck vermehrt, daß Einzeluntersuchungen über Unternehmerpersönlichkeiten erst die Grundlage für eine ausreichende Darstellung des Wesens der Wirtschaftsführer und Organisatoren geben können. Und wie wenig solcher Untersuchungen stehen uns zur Verfügung; einige gute über die der älteren Generation, während über die jetzt bestimmenden Männer naturgemäß noch kein ein abschließendes Urteil erlaubendes Material, wohl aber Tatsachen und Strömungen vorliegen, die doch ein tieferes Eingehen auf die Psyche gestatten, als es in dem an erster Stelle genannten Buch geschieht. Immerhin bietet dieses Heft der vom Wieland-Verlag in guter Ausstattung herausgegebenen Sammlung „Gestalten und Dokumente" mancherlei Beitrag zur Kenntnis der Zeitgeschichte, insbesondere der heutigen wirtschaftlichen Konzentration. Auf einer viel höheren Stufe steht das von dem jetzigen Leipziger Professor der Staatswissenschaften geschriebene, sehr anregende Buch, das er seinen Moskauer Mitarbeitern gewidmet hat. Als er die Vertretung Deutschlands bei der Sowjetrepublik hatte, ist er mit der Mehrzahl der Kommunistenführer auch in persönliche Berührung gekommen, mit Lenin anscheinend nur in sachliche Fühlungnahme. Gleichwohl werden hier auch die individuellen Bestrebungen und die Motive des persönlichen Handelns entwickelt, erklärt oder wenigstens wahrscheinlich gemacht. Das Nationalrussische im Wesen Lenins tritt ebenso hervor, wie seine Abhängigkeit vom marxistischen Dogma. Das System der persönlichen Diktatur über das Proletariat wird ebenso geschildert wie die mannigfachen Maßnahmen, deren sich in der Politik die „Diktatur des Proletariats" bedient. Daß der Kommunismus Rußlands trotz seiner ökonomischen Strömungen und Bestrebungen, Handlungen und Widerrufe solcher Maßnahmen vor allem als politisches System zu werten ist, wird bei uns noch immer nicht genügend gewürdigt; diese Grundtatsache ist allerdings bisher auch nirgends so deutlich wie in der auf weitverzweigten Einzelkenntnissen und einer objektiven Gesamtwürdigung beruhenden Wiedenfeldschen Schrift betont worden. Dieses System beruht auf einer Persönlichkeit, die zugleich Politiker, Führer und Organisator ist, und einer Parteidisziplin: „Auf keinem anderen Sachgebiet (wie dem wirtschaftlichen) ist die Diktatur über das Proletariat in Richtung und Maß so entscheidend davon abhängig, daß sich der bewußte Wille der Führung und die Stimmung der Partei gegenseitig decken. Es kann für Rußland verhängnisvoll werden, hängt aber sicherlich mit den seelischen und geistigen Anforderungen einer Umstellung vom Niederreißen zum Aufbauen ursächlich zusammen, daß gerade Lenins gewaltige Arbeitskraft in dem Augenblick eine sehr wesentliche Schwächung erfahren hat, in dem seine Autorität besonders wichtig werden sollte, um Führung und Partei mit einander im Einklang zu halten." Lehrreich ist es, in den Ausführungen über den russischen Staat oder die anfängliche bzw. „neue" bolschewistische Wirtschaftspolitik zu verfolgen, wie dieses Zusammengehen von Partei- und Persönlichkeitseinflüssen sich auswirkt. Letztere sind — trotz materialistischer Geschichtsauffassung — doch entscheidend; bezeichnend hierfür bleibt gerade ein Leninscher Ausspruch: „Die widerspruchslose Unterordnung unter einen einzigen Willen ist für den Erfolg von Arbeitsprozessen, die nach dem Typus rein maschineller Großindustrie organisiert sind, unbedingt notwendig." Die Verurteilung kollegial arbeitender Bürokratie wird auch drüben allgemeiner, — soweit wir unterrichtet sind! H. Gehrig.

Brockhaus Handbuch des Wissens in 4 Bänden. Mit über 10 000 Abb. und Karten im Text und auf 178 einfarbigen und 88 bunten Tafeln und Kartenseiten und mit 87 Übersichten und Zeittafeln. Grundzahl jeden Bandes 17.

Mit dem jetzt erschienenen, vierten Bande ist das großartige Werk, das namentlich in Anbetracht der Jetztzeit dem Verlage zu besonderer Ehre gereicht, beendet. Innerhalb von 2 Jahren hatte seinerzeit der Verlag das Erscheinen des Gesamtwerkes, das im wahrsten Sinne ein Handbuch des Wissens ist, zugesagt und das damit gegebene Versprechen ist pünktlich eingelöst worden. Trotz all der vielgestaltigen Schwierigkeiten, die heute der Herausgabe selbst eines nur kleinen Werkes entgegenstehen, hat der Verlag es vermocht, die umfassende Arbeit in einer Form zu bewältigen, die höchster Anerkennung wert ist. Nicht nur alles, was im allgemeinen zum Wissen eines vollkommen gebildeten Menschen gehört, umfaßt das Werk, sondern weit darüber hinaus bringt es alles überhaupt wissenswerte, aus allen Gebieten menschlichen Schaffens, wissenschaftlicher Erkenntnis und Geistesarbeit, jede Frage, die nur denklich ist, auf allen Gebieten in objektiver, von echt wissenschaftlichem Geist beherrschter Form, beantwortend. Dabei ist die Zahl der beigegebenen Karten in bunter und einfacher Druckausführung, die von Abbildungen, auf Tafeln und im Text, die Summe der Übersichten und Tabellen eine geradezu erstaunliche. Was hier geleistet worden ist, sichert dem neuen Brockhaus eine hervorragende Stellung nicht nur in der deutschen, sondern in der Weltliteratur. Für alle, die das Werk benutzen, wird es ein ebenso vortrefflicher Ratgeber wie Lehrer sein. Deshalb sollte es in Zukunft in keinem gebildeten deutschen Heime fehlen.

Wie ausgezeichnet im einzelnen das Werk bearbeitet ist, zeigt sich beispielsweise im Gebiete der Baukunst und des Ingenieurwesens und der ihm nahestehenden Grenzgebiete. Hier ist mit richtigem Verständnis technisches Wissen geboten und in einer Form wiedergegeben, daß auch der Nichtfachmann sich über jede einzelne Frage mit bestem Erfolg unterrichten kann, aber auch der Fachmann eine durchaus ernste, inhaltreiche Behandlung findet. Und so ist es in gleicher Art mit jedem Wissensgebiete

Wer sich schnell über die ganze Art, in der das glänzende Werk verfaßt ist, einen Überblick verschaffen will, möge nur den Abschnitt „Weltkrieg" im vierten Bande nachlesen. Es ist geradezu erstaunlich, wie hier der Verfasser den gewaltigen geschichtlichen und wirtschaftlichen Stoff beherrscht, verarbeitet hat und darstellt. Hierzu dienen allerdings, der Bedeutung dieses weltumstürzenden Ereignisses richtig angepaßt, nicht weniger wie 25 Textseiten mit 7 außerordentlich klaren, bunten Karten, die die Entwicklung der kriegerischen Operationen glänzend vor Augen führen.

Bei alledem, was das Werk in großartiger Vielgestaltigkeit und Vollständigkeit bietet, muß bei der hervorragenden Ausstattung der Preis als ein außerordentlich geringer bewertet werden. Deshalb wird das Werk auch — wozu es der Verlag bestimmt hat — Allgemeingut aller werden. Unser deutsches Volk in seiner Gesamtheit aber kann stolz auf das sein, was ihm hier der Brockhaus-Verlag geschenkt hat. Das Werk läßt wiederum in klarster Art erkennen, daß der Deutsche sich nicht vernichten läßt, daß er durchhält und sich durchkämpft auch in schwerster Zeit und seine geistige und organisatorische Kraft sich steigert und mehrt in Kampf und Not. Gerade hierfür liefert der neue Brockhaus, das Handbuch des Wissens, ein beredtes Zeugnis. M. F.

Der Kalk in Kulturgeschichte und Sprache von Hans Urbach, Geschäftsführer des Deutschen Kalkbundes G. m. b. H. Verlag des Vereins Deutscher Kalkwerke (Berlin NW. 21). Preis 6500 M + Versandkosten. Berlin 1923.

Von sachverständiger Seite wird ein allgemeiner kulturhistorischer Abriß über den Kalk gegeben. Es schließt sich an eine Aufzählung der wichtigeren Kalkarten, weiterhin ein Abschnitt über die Verwendung und Herstellung des Mauerkalkes. In einem kleinen Anhange — wohl eine Liebhaberei des Verfassers — wird auf die Verbindung von „Kalk" mit Namen, und zwar Familien- und geographische Namen eingegangen. Aus der Arbeit spricht ein großer Sammelfleiß und eine liebevolle Bearbeitung des Gegenstandes. M. F.

Der rheinische Traß. Im Auftrage der Traß-Industrie in Coblenz a. Rh. bearbeitet von Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund.

Die kleine Schrift will die Bedeutung und Anwendung des rheinischen Trasses im Bauingenieurwesen behandeln. Besprochen werden seine Geologie und Geschichte, seine Eigenschaften, seine Fähigkeit als teilweiser Ersatz von Zement zu dienen, Traß-Zement Kalk-Mörtel, geeignete Mischungen und wirtschaftliche Fragen.

Der Titel der Broschüre kann bei dem, der nicht in den Verhältnissen der Deutschen Traß-Industrie genauer Bescheid weiß, einen Irrtum hervorrufen. Unter „Traß-Industrie" ist nämlich hier eine G. m. b. H. zu verstehen, für deren Gruben und Erzeugnisse die Broschüre vielfach eintritt; namentlich finden in diesem Sinne und im allgemeinen, einleitenden Teile der Ettringer Leucittuffstein und dessen Eigenschaften und Anwendung eine besondere Hervorhebung. Alle Abbildungen — bis auf wenige geschichtliche — sind Brüchen und Bauten der vorgenannten G. m. b. H. entnommen; selbst deren Verwaltungsgebäude in Kruft wird im Bilde vorgeführt!

Erheblich allgemeiner und gut in die Materie einführend sind die Hauptteile gehalten; hier kann ein jeder Bauingenieur sich bestens ein Urteil über das hochwertvolle Material Traß bilden, das lange noch nicht genug bekannt und ausreichend verwendet ist. Dürfte doch die weitere Entwicklung des Verbundbaus — namentlich im wirtschaftlichen Sinne — wahrscheinlich nicht ohne die Hilfe von Traß vor sich gehen; gerade für Gußbeton und in anbetracht einer Vergrößerung der Zugfestigkeit des Betons wird man in Zukunft an dieser wertvollen Beimengung nicht so vorübergehen können wie i. d. R. bisher. Auf diese Frage geht auch die Schrift bestens ein. Sehr wertvoll ist das Literaturverzeichnis über Traß, das die Arbeit wirkungsvoll abschließt. Hier findet man ausgehend von den ältesten Veröffentlichungen und Arbeiten über Traß, die bis auf 1773 zurückgehen, alle wertvollen Veröffentlichungen zusammengestellt. Daß bei ihnen der Name des Mannes, dem der deutsche Traß — neben Intze — seine heutige Stellung im Bauwesen und seine wissenschaftliche Erforschung verdankt — Dr.-Ing. e. h. Hambloch — vielfach vorkommt, ist selbstverständlich. Interessant ist aber selbst für den Kenner der Verhältnisse, wie vielgestaltig und produktiv die Tätigkeit Dr. Hamblochs für die Traßindustrie gewesen ist.

Die kleine Schrift sei allen Bauingenieuren, die ihre Kenntnisse über den rheinischen Traß erweitern wollen, bestens empfohlen. M. F.

Großwasserkraftanlagen Mittlere Isar. Von Ministerialrat F. Krieger in München. Richard Pflaum Verlag A. G. Preis Grundzahl 0,40 M.

Die rege Nachfrage nach dem vergriffenen Sonderdruck aus der Zeitschrift „Die Wasserkraft“, Heft 12, 1921, hat die vorliegende Neubearbeitung veranlaßt. Die „Mittlere Isar“ nützt das Rohgefälle von 87,94 m der 51,35 km langen Isarstrecke zwischen München und Moosburg in einem rechtsufrigen 53,7 km langen Werkkanal aus, dessen vier Kraftstufen (Finsing, Aufkirchen, Eitting, Frombach) ein Gesamtnutzgefälle von 83,8 m im Jahresmittel besitzen, und im Jahresmittel insgesamt 54450 kW, gemessen an den Generatorklemmen, entsprechend 82200 PS an den Turbinenwellen gewinnen lassen. Die durch zahlreiche Abbildungen erläuterten Mitteilungen über die Bauanlagen sind ebenso anregend und wegen vieler eigenartiger und neuer Bauweisen und Anordnungen ebenso belehrend wie die Beschreibungen der maschinellen und elektrischen Einrichtungen.

Es handelt sich um ein großes vaterländisches Werk, an dessen Ausbildung die Besten ihres Faches mitgearbeitet haben. So waren hinzugezogen für die Bauanlagen die Herren R. Schmick-München, K. Hager-Nürnberg, O. Knoblauch-München, E. Probst-Karlsruhe und H. Spangenberg-München, und für die maschinellen und elektrischen Einrichtungen die Herren R. Krell, J. Osama, D. Thoma und H. Thoma, sämtlich in München. Auch die Neubearbeitung darf eines großen und dankbaren Leserkreises sicher sein. H. Engels.

H. Lorenz, Einführung in die Elemente der höheren Mathematik und Mechanik. Für den Schulgebrauch und zum Selbstunterricht. Zweite Auflage. 176 Seiten. Berlin und München. R. Oldenbourg. Grundpreis 3 M.

In drei Kapiteln annähernd gleichen Umfanges werden der Reihe nach die Elemente der analytischen Geometrie, der Differential- und Integralrechnung und der Mechanik behandelt. Das I. Kapitel gibt in gedrängter Form die analytisch-geometrische Behandlung der Geraden, des Kreises und der Kegelschnitte in der Ebene sowie der geraden Linie, der Ebene und der Flächen 2. Ordnung im Raume; auch wichtige transzendente Kurven, wie die Bildkurven der trigonometrischen Funktionen, die Zykloiden und die Schraubenlinien kommen zur Sprache. Im II. Kapitel werden die Grundbegriffe und die einfachsten Regeln der Differential- und Integralrechnung gebracht, an Beispielen erläutert und auf die Ermittelung von Extremwerten sowie auf die Probleme der Quadratur, Rektifikation, Kubatur und Komplanation angewendet. Durch das III. Kapitel wird der Leser in die Mechanik eingeführt, unter Beschränkung auf ebene Bewegungsvorgänge; und zwar werden erörtert Geschwindigkeit und Beschleunigung, geradlinige und krummlinige Bewegungen, Kraft und Masse, Momente von Kräften, Kräftepaare und statische Momente sowie der Begriff der mechanischen Arbeit. Als eine interessante Einzelheit sei die Behandlung der Zentralbewegung hervorgehoben.

Für den vom Verfasser angestrebten Zweck ist der im Buch behandelte Stoff sehr reichhaltig. In der Behandlung desselben wäre vielleicht an einzelnen Stellen größere Ausführlichkeit erwünscht, wenigstens für solche Leser, die das Buch zum Selbststudium benutzen. Die 126 Figuren sind gut und deutlich gezeichnet. E. N.

Anleitung zum Gebrauch des Zweiskalen- und Dreiskalenrechenschiebers. Von Dipl.-Ing. Felix Goldmann. R. Oldenbourg, München, 1923. 30 Seiten. Preis geh. 0,55 M.

Das vorliegende Heftchen bringt unter Beifügung praktischer Rechenbeispiele kurze Beschreibungen des Rechenschiebers und der bei seiner Anwendung in Betracht kommenden Rechenmethoden, ohne daß sie auf ein besonderes System oder einen Spezialschieber zugeschnitten sind. In Ermangelung einer der Gebrauchsanweisungen, wie sie sonst auch von den Rechenschieberfabrikanten abgegeben werden, wird diese Anleitung dem Anfänger gute Dienste leisten. Prof. Dr.-Ing. Otto Israel.

Handbuch der angewandten Mathematik. Herausgegeben von Dr. H. E. Timerding. Bd. I. Praktische Analysis v. Prof. Dr. H. von Sanden. 2. Aufl. B. G. Teubner, Leipzig 1923. 195 S. Preis kart. 4,60 M.

Unter praktischer Analysis wird hier derjenige Teil der Mathematik verstanden, welcher den Übergang von theoretischen Entwicklungen zur praktischen Ausführung der Rechnung darstellt. Es liegt auf der Hand, daß diese Disziplin nicht nur für denjenigen Wert hat, der sich mit Mathematik schlechthin beschäftigt, sondern in hohem Maße für alle die von Bedeutung ist, welche der Mathematik als Hilfswissenschaft bedürfen. Namentlich dem Ingenieur wird deshalb an einer nach dieser Richtung hin ausgestalteten Behandlung mathematischer Probleme gelegen sein. Mit Rücksicht darauf ist der Verfasser bestrebt gewesen, neben dem Interesse, das der Mathematiker an diesem Gegenstande hat, besonders die Bedürfnisse des Technikers zu befriedigen.

Es werden nach einem allgemeinen Abschnitt über numerisches Rechnen und graphisches Rechnen die wichtigsten mechanischen Hilfsmittel, Rechenschieber und Rechenmaschine, behandelt und praktische Winke für die Berechnung ganzer rationaler Funktionen und die Anwendung von Extrapolation und Interpolation gegeben, denen sich die Darstellung von Methoden der mechanischen Quadratur, der graphischen Integration und Differentiation, der analytischen Approximation empirischer Funktionen, der Auflösung von Gleichungen und der graphischen und numerischen Integration von Differentialgleichungen anschließen.

Bei der Zusammenfassung so zahlreicher Teilgebiete in einem wie dem vorliegenden Bande ist es verständlich, daß bis ins Einzelne gehende Ausführungen vermieden werden mußten, und in der Hauptsache nur die Methoden hervorgehoben werden konnten, die einer allgemeinen Anwendung fähig sind. Der nutzbringende Gebrauch des Buches setzt deshalb auch schon eine gewisse Vertrautheit mit analytischen und geometrischen Verfahren voraus, und es kommt aus diesem Grunde weniger für Anfänger als mehr für Studierende in Frage, die, gestützt auf mathematische Lehrbücher und Vorlesungsniederschriften, eine Ergänzung nach der angedeuteten Richtung hin suchen. Die zweite Auflage hat der ersten gegenüber den Vorzug, daß auch Übungsbeispiele aufgenommen worden sind, die gerade in einem Werke, das praktische Anwendungen der mathematischen Lehren fördern will, von besonderer Wichtigkeit sind. Prof. Dr.-Ing. Otto Israel.

## Der Eisenbahn-Wagenbau.

Von der Schriftleitung und dem Verlag der Verkehrstechnischen Woche ist im Juli 23 ein Sonderheft „Der Eisenbahn-Wagenbau“ herausgegeben worden, das ein zusammengefaßtes, klares Bild über den jetzigen Stand des Eisenbahn-Wagenbaues und die in Aussicht genommenen Pläne bietet. Gerade dieser Stoff verdient augenblicklich außerordentlich große Beachtung, weil mit der Vereinheitlichung der deutschen Bahnen auch eine Vereinheitlichung des Wagenbaues durchgeführt wird. Wenn auch bereits viel über dieses Gebiet veröffentlicht worden ist, so hat die Sonderausgabe der Verkehrstechnischen Woche den Vorteil.

Regierungs- und Baurat Laubenheimer vom Eisenbahn-Zentralamt gibt in einer mit reichem Bildmaterial versehenen Abhandlung ein Bild über die Bestrebungen der Reichsbahn auf dem Gebiet des Großgüterwagenbaues.

Regierungsbaurat Speer aus dem Eisenbahn-Zentralamt führt den Stand des Einheits-Personenwagens vor Augen.

Aus den Kreisen der Industrie werden durch Herrn Gustav Reder Ausführungen über die neueren Fortschritte im Bau von Kühlwagen gebracht.

Ein Angehöriger der Waggon- und Maschinenbau Akt.-Ges., Görlitz, Herr Dipl.-Ing. Drabsch, schildert die Entwicklung des Baues eiserner Personenwagen in Deutschland.

Schließlich zeigt der auf dem Waggonbaugebiet allen Interessenten bekannte Direktor Kreissig der Waggonfabrik Uerdingen den Einfluß der Bremsbolzenreibung auf den Wirkungsgrad der Bremse.

Dem Heft ist seinem Inhalt und seiner Durcharbeitung nach weite Verbreitung zu wünschen. Preis des Heftes durch Postüberweisung im Juli 1923 2700 M. Leh.

Statik. Von Walther Kaufmann, Dr.-Ing., o. Professor an der Techn. Hochschule zu Hannover, IV. Teil, I. Bd. der Handbibliothek für Bauingenieure, herausgegeben von Robert Otzen, Professor an der Techn. Hochschule Hannover. Mit 385 Textabb. Berlin 1923, Verlag von Julius Springer. Geb. 8,40 Goldmark = Geb. 2 Dollar.

Der Verfasser hat sich die Aufgabe gestellt, eine gedrängte Darstellung der gesamten Baustatik auf wissenschaftlicher Grundlage zu geben und damit die weiteren Teile des vierten Bandes, die dem Brücken- und Ingenieurhochbau gewidmet sind, theoretisch zu begründen. Er behandelt zu diesem Zwecke nach einer kurzen Darstellung der allgemeinen Grundlagen die Spannungsermittlung statisch bestimmter Tragwerke für ruhende und veränderliche Belastungen, insbesondere auch die kinematischen Methoden zur Berechnung von Grundecken und zur Darstellung von Einflußlinien. Die Abhandlung über die elastischen Formänderungen bereitet die Theorie der statisch unbestimmten Systeme vor, die im Zusammenhang vorgetragen wird, während der letzte Abschnitt, der den statisch unbestimmten Tragwerken gilt, Gelegenheit gibt, die üblichen in der Praxis des Bauingenieurs auftretenden Systeme ausführlich zu behandeln. Als solche sind der durchgehende Träger auf starren und elastischen Stützen, insbesondere auch der durchgehende Träger auf biegungsfest mit ihm verbundenen Stielen, der Träger auf elastischer Unterlage, die üblichen einfachen Rahmen und Bogenträger behandelt worden. Die Untersuchungen gelten hierbei sowohl vollwandigen wie gegliederten Konstruktionen. Sie werden in jedem Falle klar und übersichtlich durchgeführt derart, daß die allgemeine Theorie stets in möglichst zweckmäßiger Weise in der Wahl des statisch bestimmten Hauptsystems oder in der Annahme statisch unbestimmter Hauptsysteme Anwendung findet. Auf diese Weise ist ein kurz gefaßtes Handbuch entstanden, das vielerlei Interessen in ausgezeichneter Weise zu dienen in der Lage ist. Es ist dem Studierenden der Technischen Hochschule ein von wissenschaftlichem Ernst erfüllter sicherer Führer und dem in der Praxis stehenden Ingenieur ein Berater, der stets auf der allgemeinen Grundlage aufbaut und damit auch zur Bearbeitung schwieriger Aufgaben vorbereitet. Die Arbeit des Verfassers ist damit eine wertvolle Bereicherung der Otzenschen Handbibliothek. Sie kann dem Studenten sowohl wie den älteren Fachgenossen bestens empfohlen werden. B.

Die Methode der Festpunkte zur Berechnung der statisch unbestimmten Konstruktionen mit zahlreichen Beispielen aus der Praxis, insbesondere ausgeführten Eisenbetontragwerken. Von Dr.-Ing. Ernst Suter. Mit 591 Fig. im Text und auf 15 Taf. Berlin 1923, Verlag von Julius Springer. 19 Goldmark; geb. 21 Goldmark = 4,55 Dollar; geb. 5,05 Dollar.

Die umfangreiche Arbeit des Verfassers ist auf die Bedürfnisse des im Eisenbetonbau tätigen Bauingenieurs eingestellt. Sie beruht auf der von W. Ritter (Zürich) in seinem grundlegenden Werke über Statik der Baukonstruktionen gegebenen Berechnungsvorschrift für den durchgehenden Träger mit starren und elastisch eingespannten Stützen und der hier in den Vordergrund gestellten Begriffe der Festpunkte für Momentendiagramme zwischen den Stützen und der Momentenverteilung an den Stützpunkten. Der Verfasser hat die hier zum Ausdruck gebrachten Gedanken in seiner 1916 erschienenen Dissertation insbesondere für veränderliches Trägheitsmoment der einzelnen Stäbe ausführlich behandelt und diese in dem vorliegenden Werke auf Tragwerke allgemeiner Form angewendet. Die Berechnung des statisch unbestimmten Systems beruht demzufolge auf der Konstanz des Knotendrehwinkels zweier Systemstäbe und dessen Aufteilung in Stabdrehwinkel und der durch die äußeren Kräfte des Stabes herbeigeführte Verdrehung der Endquerschnitte des freien Systemstabes. Diese setzt sich aus der Belastung und den Schnittkräften des Stabes am Knotenpunkte zusammen. Sind die Stabdrehwinkel null, so ergibt sich ein Tragwerk mit unverschiebbaren Knotenpunkten, dessen Stützenmomente entweder analytisch mit Hilfe der obenbezeichneten Elastizitätsgleichungen oder graphisch mit Hilfe von Festpunkten ermittelt werden können. Die graphische Behandlung oder die dieser zugeordnete rechnerische Durchführung der Aufgabe setzt allerdings die Auflösung einer gegebenen Belastung des Tragwerkes in Teilbelastungen der einzelnen Felder voraus und macht daher die Superposition der sich hieraus ergebenden Momentenbilder notwendig. Demzufolge behandelt der erste Teil des Suterschen Buches die graphische und rechnerische Bestimmung der Festpunkte und Verteilungsmaße, die auf den bekannten Formeln für die Verdrehung der Endquerschnitte eines Stabes unter beliebig gegebener Belastung beruhen. Je nachdem der Streckendifferential des geraden Stabes dx oder der Bogendifferential eines gekrümmten Stabes oder eines solchen mit geknickter Stabachse ds bei der analytischen Auswertung der Integralwerte eingeführt wird, werden die Festpunkte und Übergangszahlen der Momente an den Stützpunkten für gerade oder stetig oder unstetig gekrümmte Rahmenstäbe bestimmt. Grundsätzliche Unterschiede sind nicht vorhanden.

Die Stabdrehwinkel verschwinden bei symmetrischer Belastung und symmetrischen Tragwerken, wenn der Einfluß der Längskräfte auf die Formänderung des Systems vernachlässigt wird und keine Temperaturänderungen vorliegen. In diesem Falle ist die Berechnung der Momente des Systems und damit selbstverständlich auch die der übrigen für die Dimensionierung notwendigen statischen Größen abgeschlossen. Sind diese Voraussetzungen nicht erfüllt, so ergeben sich Zusatzmomente infolge der Stabdrehwinkel, die entweder mit Hilfe der obenangeführten Kontinuitätsbedingung nachgewiesen werden können, von Suter im vorliegenden Falle durch sogenannte „Festhaltungskräfte" ermittelt werden. Diese Erklärung ist in der Eisenbetonliteratur mehrfach zu finden, bedeutet aber meiner Auffassung nach einen Umweg.

Die Anwendung der vorgetragenen Berechnungsmethoden erfolgt an Hand einer Reihe der Eisenbetonpraxis entnommener Beispiele. Diese sind ausgezeichnet ausgewählt und meisterhaft ausgeführt. Sie bilden einen äußerst wertvollen Bestandteil des Buches, zeigen aber gerade durch ihre Auswahl die Grenzen für die Anwendung der Methode. Sie ist immer am Platze, wenn entweder die Art des Systems oder die vorgeschriebene Belastung für die Stabdrehwinkel Nullwerte liefert. Sie kann Vorteile bieten, wenn, um die Erklärung Suters aufrechtzuerhalten, die Zahl der Festhaltungskräfte klein ist und etwa höchstens drei beträgt und die zur Durchführung des Berechnungsgedankens erforderlichen Verschiebungspläne für die Mehrzahl der Stabdrehwinkel Nullwerte liefern. Daher wird der durchgehende Rahmen stets mit Vorteil auf Grund der Methode der Festpunkte untersucht werden können, während sie sich für die Berechnung des Rahmenträgers als vollkommen unzweckmäßig erweisen wird.

Das Sutersche Buch wird in der Hand des erfahrenen Konstruktionsingenieurs ein wertvolles Hilfsmittel sein und sollte daher in keinem Büro fehlen. Die hervorragende Ausstattung mit Zeichnungen im Text und ganzen Tafeln stellt dem Verlag ein hervorragendes Zeugnis aus. Das Buch wird den Fachgenossen warm empfohlen. B.

---

# MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

**Ortsgruppe Brandenburg.** Die zweite Versammlung dieses Winters fand am 14. November in der Technischen Hochschule statt. Die geschäftlichen Verhandlungen beschränkten sich dieses Mal auf die Frage der künftigen Beitragsleistung. Es wurde das Rundschreiben verlesen, das in Kürze allen Mitgliedern zugehen soll und in dem bekanntgegeben wird, daß die Beiträge rückwirkend vom 1. Oktober d. Js. ab vom Vorstand, vorbehaltlich endgültiger Reglung durch die Hauptversammlung, auf 6 Fernbriefporti monatlich (für Mitglieder des VDI auf 5, für Junioren auf 1 Fernbriefporto) festgesetzt worden sind, und daß die Mitglieder gebeten werden, nach Möglichkeit die Beiträge für die letzten 3 Monate dieses Jahres zusammen auf das Postscheckkonto der Gesellschaft Berlin Nr. 100329 einzuzahlen. Der Berechnung der jeweiligen Höhe des Beitrages ist das Porto am Tage der Einzahlung zugrunde zu legen.

Den Vortrag hielt Herr Geh. Baurat Dr.-Ing. de Thierry über „Das Querprofil von Schiffahrtskanälen". Der Redner setzte zunächst die Beziehungen auseinander, die zwischen Querschnittsgröße und Querschnittsform der Kanäle einerseits und der Tragfähigkeit, der Fahrgeschwindigkeit und dem Widerstand sowie dem Kraftaufwand beim Schleppen der Schiffe andererseits bestehen. In heutiger Zeit sei es notwendig, gerade diesen Fragen erhöhte Aufmerksamkeit zuzuwenden. Besondere Beachtung verdienen hier die Versuche sowohl von Krey als auch von Mattern, durch die erwiesen sei, daß durch geeignete Ausbildung des Kanalquerschnittes der Schiffswiderstand verringert werden kann und bei der andererseits aber auch durch die Wahl des Völligkeitsgrades der Kanalschiffe der Verlust einer erhöhten Tragfähigkeit des Schiffes durch die Ersparnis an Schleppkraft mehr als ausgeglichen werden kann. Hieraus ergäbe sich die Folgerung, daß es durchaus gerechtfertigt sei, die Schleppkosten auf unseren Flüssen und Kanälen nicht wie bisher üblich lediglich aus Tonnengehalt und Tiefgang zu errechnen, sondern auch die Völligkeit, gegeben durch die Schiffsform und das Material des Schiffes bei Bemessung der Schlepplöhne zu berücksichtigen. Auch habe sich gezeigt, daß die Möglichkeit besteht, durch geeignete Wahl eines kleineren Profils mit steilen Ufern anstelle eines solchen mit flachen Ufern, bei denen also an Kosten für Erdaushub und Grunderwerb gespart werden würde, den Widerstand des Schiffes wesentlich zu verringern. Dagegen sprechen höchstens die größeren Anlage- und Unterhaltungskosten der Ufer.

In der nachfolgenden Aussprache ergriff Herr Oberbaurat Dr. Krcy das Wort, wies erneut auf die Bedeutung der Wirtschaftlichkeit des Binnenschiffahrtsbetriebes in heutiger Zeit hin und ergänzte die vorherigen Ausführungen durch Nennung zahlenmäßiger Ergebnisse aus den von ihm angestellten Versuchen. Blh.

---

Im Inland wie im Ausland haben sich in den letzten Jahren die Stimmen erheblich gemehrt, die die übliche Berücksichtigung des Windeinflusses auf Bauwerke als durchaus unzulänglich bezeichnen und einer gründlichen Nachprüfung der geltenden Anschauungen, einer Neufundierung der Frage auf Grund des namentlich aus neuester Zeit vorliegenden Versuchs- und Beobachtungsmaterials sowie erforderlichenfalls einer systematischen Ergänzung dieses Materials das Wort reden. Bei uns in Deutschland erhält die Aufnahme dieser Untersuchungen einen besonderen Anstoß, durch unsere wirtschaftliche Notlage, die uns zwingt, auf allen Gebieten jede nur mögliche Einschränkung durchzuführen. Es wird darauf hingewiesen, daß die Art, wie wir den Einfluß des Windes bei Bemessung unserer Baukonstruktionen bewerten und in Rechnung stellen, einen übermäßigen Aufwand an kostbarem Baumaterial verursacht, den die deutsche Wirtschaft sich nicht leisten dürfe.

In der Tat muß zugegeben werden, daß unsere Kenntnisse von der Einwirkung des Windes auf Bauwerke im Verhältnis zu den sonstigen Forschungsergebnissen auf dem Gebiete der Theorie und Konstruktion auffallend gering sind. Wer sich die Mühe macht, die — trotz des unzulänglichen Endergeb-

nisses ziemlich umfangreiche — leider auch ziemlich zerstreute Literatur durchzuarbeiten, wird finden, daß in fast allen Punkten der Windfrage, die für Beurteilung der Standfestigkeit von Gebäuden aller Art für den Ingenieur wesentlich sind, starke Widersprüche hervortreten, zum mindesten außerordentliche Unsicherheit herrscht.

Schon die Angaben über die beobachteten Höchstwerte der vorkommenden Windgeschwindigkeiten schwanken innerhalb recht weiter Grenzen. Den Angaben liegen so verschiedene Meßinstrumente und Meßmethoden zugrunde, daß zur Beurteilung der Zuverlässigkeit die Nachprüfung der Art, wie sie gewonnen wurden, unerläßlich ist. Für den Ingenieur haben zu dem vor allem Höchstwerte Interesse, auch wenn sie nur während kurzer Dauer geherrscht haben, nicht mittlere Werte, deren sich die Metereologie vorzugsweise bedient. Die Beobachtungen und Messungen für die praktischen Zwecke der Ingenieurwissenschaften müssen daher dem mehr Rechnung tragen als bisher. Eine bisher noch wenig behandelte, aber sehr wichtige Frage ist die, inwieweit die in Böen oder Windstößen gemessenen Höchstgeschwindigkeiten überhaupt als maßgebend für die Belastung der Bauwerke angesehen werden können, da bei der allen Konstruktionen innewohnenden Trägheit Einflüsse von so außerordentlich kurzer Dauer wahrscheinlich nur sehr beschränkt wirksam werden.

Weiter ist die Art der Abhängigkeit der Größe des Winddruckes von der beobachteten Windgeschwindigkeit ein lange und viel umstrittenes Gebiet. Die Anschauungen sind hier seit Newton weit auseinander gegangen. Wenn auch die Versuche im Windkanal in neuester Zeit die Abweichungen der Ergebnisse der früheren Experimentatoren wesentlich verbessert haben, so herrscht volle Einheitlichkeit über den anzunehmenden Koeffizienten noch keineswegs. Ähnliches gilt von der Verteilung des Winddruckes über die getroffene Fläche sowie von dem Einfluß der Neigung und auch der Größe der Fläche.

Wichtig ist auch der Aufschluß über die Änderung der Windgeschwindigkeiten in den verschiedenen Höhen über dem Boden. Beobachtungen an hohen Bauwerken in freiem Gelände liegen eigentlich erst aus den letzten Jahren vor (Funkentürme). Aber auch sie sind nicht vorwiegend vom Standpunkt des Ingenieurs aus vorgenommen worden, sie haben bedauerlicherweise auch abgebrochen werden müssen. Ebensowenig wie die Frage der Berücksichtigung der Höhe der Gebäude kann auch die der Einwirkung anderer Bauwerke der unmittelbaren Umgebung sowie des Einflusses der Lage des Bauwerkes selbst im Gelände und der klimatischen Verhältnisse als abgeschlossen gelten.

Ganz besonders aber fordert die Form der Bauwerke und damit zusammenhängend die Art, in welcher die Saugwirkung namentlich bei größeren Bauwerken in Erscheinung tritt, Beachtung. Dieses Problem ist erst in allerjüngster Zeit hier und da zur Erörterung gelangt und hat noch keinerlei Niederschlag in den einschlägigen Vorschriften gezeitigt. Es bedarf aber dringend der Lösung, soll das Dunkel, welches über den Windwirkungen auf Bauwerke aller Art überhaupt und der Frage der praktischen Bewertung dieser Wirkungen durch den entwerfenden und berechnenden Ingenieur liegt, klarer wissenschaftlicher Erkenntnis weichen und diese der wirtschaftlichen Durchbildung unserer Baukonstruktionen zugute kommen.

Schreiber dieser Zeilen hat während des Krieges beim Bau wie auch nach Fertigstellung von etwa 30 Luftschiffhallen und etwa ebensovielen Flugzeughallen der verschiedensten Größen und Formen und in den verschiedensten Gegenden von Kurland bis Flandern unmittelbar Gelegenheit gehabt, die Wichtigkeit der obigen Fragen, namentlich auch der letztgenannten immer wieder in Erscheinung treten zu sehen. Er hat auch bereits seit Beginn des Krieges, wo sich die ersten Anzeichen mangelnder Übereinstimmung der üblichen Annahmen mit der Wirklichkeit bemerkbar machten, die Vornahme von Versuchen am Modelle wie auch am wirklichen Objekt veranlaßt. Die starke Beanspruchung aller Arbeitskräfte während des Krieges durch die aufs äußerste gesteigerte Bautätigkeit und die Unmöglichkeit bei dem Mangel an Material und Qualitätsarbeitern das zur intensiven Verfolgung der Frage unentbehrliche Beobachtungsrüstzeug zu beschaffen, später die durch den unglücklichen Kriegsausgang und die Revolutionswirren verursachte Auflösung aller Dienststellen und Organisationen haben es verhindert, das Gewonnene weiter zu vertiefen und auszuwerten. Das vorliegende Beobachtungsmaterial hat die Notwendigkeit der Nachprüfung der üblichen Anschauungen und im besonderen die Wichtigkeit der Untersuchung und Berücksichtigung der Saugwirkung des Windes auf Bauwerke zwar zweifelsfrei dargetan, genügt aber noch nicht, um darauf die Änderung von Bestimmungen zu gründen. Dazu reichen auch die sonst noch vorhandenen spärlichen Beobachtungen, noch die bisherigen Modellversuche in einigen Versuchsanstalten namentlich in der Saugwirkungsfrage (Prandtl-Göttingen, Eifel-Paris u. a.) nicht aus.

Dazu kommt, daß das Interesse des mit diesen Fragen in Berührung kommenden Teiles der Fachwelt bisher nur gering war. Die Literatur aller Länder ist außerordentlich arm an sachverständigen Mitteilungen über beobachtete Wirkungen des Windes auf Bauwerke, namentlich auch über Vorkommen und Untersuchungen von Windunfällen — letzteres vielleicht zum Teil eine Bestätigung der Vermutung, daß die gebräuchlichen Annahmen über Windstärke und -wirkung viel zu ungünstig sind, zum Teil auch wohl Folge einer erklärlichen Scheu Mißerfolge bekannt zu geben.

Aus vorstehenden Gründen und in der Erkenntnis, daß eine erfolgversprechende Behandlung der bezeichneten Fragen die Arbeitskraft und das wirtschaftliche Vermögen Einzelner übersteigt, hat die deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen sich der wissenschaftlichen Klärung der aller für die Ingenieurwissenschaften wichtigen Fragen der Windwirkung angenommen und zu diesem Zwecke unter vorläufiger Leitung des unterzeichneten ersten Vorsitzenden der Ortsgruppe Brandenburg einen Ausschuß gebildet.

Als nächste Aufgabe hat es der Ausschuß unternommen, das bereits vorliegende Material in dieser Frage zu ergänzen und auf seine Brauchbarkeit für Zwecke der Ingenieurwissenschaften zu sichten. Gleichzeitig sucht er eine Übersicht zu gewinnen, welche wissenschaftlichen Stellen zur Zeit mit der Bearbeitung von Teilproblemen beschäftigt sind und welcher Art diese Probleme sind, um einerseits vermittelnd und fördernd diese Arbeiten zu unterstützen, andererseits etwaige unnötige in unserer Zeit der Not nicht angebrachte Doppelarbeit zu verhindern. Die weitere Arbeit soll dann der Anregung von ergänzenden oder neuen Versuchen sowie der Ermöglichung ihrer Durchführung, ferner der Auswertung der bereits vorliegenden und der neu zu gewinnenden Versuchsergebnisse gewidmet sein.

Der Unterzeichnete gestattet sich, an alle Ingenieure und sonst mit dieser Frage in Berührung kommenden Kreise die Bitte zu richten, Beobachtungen bei der Ausführung von Bauwerken aller Art oder an fertigen Bauwerken, welche geeignet sein könnten, interessante Aufschlüsse über die Windwirkung auf Bauten zu geben, unter Angabe von Ort, Lage des Gebäudes im Gelände und zu anderen Bauten, Lage zur Himmelsrichtung, ungefähre Abmessungen, Windrichtung, Windart (böig oder gleichmäßig), Wirkung auf das Bauwerk selbst und etwa an anderen Objekten beobachtete, insbesondere aber Mitteilungen über durch den Wind verursachte Unfälle oder Zerstörungen mit kurzen erläuternden Angaben der deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a II, zur Verfügung stellen zu wollen. An alle auf diesen oder angrenzenden Gebieten arbeitenden Forscher geht die Bitte, die Gesellschaft über Gegenstand und Ziel ihrer zur Zeit laufenden Arbeiten und Versuche auf diesem Gebiete ganz kurz zu unterrichten.

Busch, Ministerialrat,
Erster Vorsitzender der Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

# DER BAUINGENIEUR

4. Jahrgang 31. Dezember 1923 Heft 24

## EISENBETON-BRAUNKOHLENBUNKER VON 2400 $m^3$ FASSUNGSRAUM FÜR DIE GRUBE WILHELMINENSGLÜCK IN KLETTWITZ BEI SENFTENBERG.

*Von Privatdozent Dr.-Ing. Kunze, Direktor der Firma Windschild & Langelott A.-G., Dresden.*

Der in Heft 7 des Bauingenieurs von anderer Seite erfolgten Veröffentlichung über Braunkohlenbunker in der Niederlausitz soll nachstehend eine Beschreibung der größten dieser Anlagen erfolgen, die im Rohbau soeben fertiggestellt ist.

Zweck des Bunkers ist, die mit einer 900 mm-Großraumförderbahn mit Dampflokomotivenbetrieb ankommenden Rohbraunkohlen aus dem Tagebau bei Waidmannsheil-Annahütte zu speichern und bedarfsgemäß der Brikettfabrik auf Wilhelminensglück zuzuführen. Die Kohlenzüge kommen auf der eingleisigen, zum großen Teil im Damme liegenden Bahnstrecke an. Sie überschreiten hierbei drei von der Firma Windschild & Langelott A. G., Dresden hergestellte Eisenbetonbrücken, die zur Überbrückung der Zschipkau—Finsterwalder Eisenbahn, eines Kommunikationsweges und eines zweigleisigen Einschnittes für die Zweiggleise der Grube Wilhelminensglück dienen. Kurz vor dem Bunker geht der Damm in eine Eisenbetonzufahrtsbrücke über, die in die Stirnwände des Bunkers 5,44 m über Gelände einmündet. Der Schienenstrang durchläuft dann das Dachgeschoß des Bunkers und endet auf einer an die andere Giebelwand angeschlossenen Ausstoßbrücke.

Die Großraumfördergefäße werden über dem Bunkerraum entleert. Die Kohle gelangt aus den 10 Bodenöffnungen des Bunkers unter Vermittlung von Tellerverschlußapparaten auf das im Kellerraum verlaufende Längstransportband, das die Kohlen auf ein steigendes rechtwinklig zur Bunkerachse angeordnetes Förderband schüttet. Dieses steigende Förderband bringt die Kohle aus der Tiefe des Bunkerkellers in das oberste Geschoß des Naßdienstgebäudes, wo die weitere Verteilung auf die Brikettpressen erfolgt.

Der Bunker besteht aus einem geräumigen Kellerraum (Fußbodenoberkante 7,16 m unter Gelände), aus dem Bunkerrumpf von 8,60 m l. W. und 60 m Gesamtlänge, aus der Fahrbahnkonstruktion über dem Bunkerraum nebst zwei seitlichen Gehstegen und dem Eisenbetondachaufbau. An den Giebelseiten sind angeordnet einerseits ein Montageschacht, der eine Wellblechabdeckung erhält, zur Einbringung und Herausnahme größerer Maschinenteile, andererseits einen überdeckten Kellerraum nebst anschließendem Eisenbetonkanal für das ansteigende Querband. In letzterem liegen auch die Zwillings-Eisenbetontreppen für den Keller. An der dem Naßdienst zugekehrten Seite ist eine Eisenbetontreppe vom Dachgeschoß auf Geländehöhe herabgeführt.

Mit Rücksicht auf die große Länge des Bauwerkes ist eine von Fundamentsohle bis Laternenfirst durchgeführte Trennungsfuge angeordnet. An dieser Stelle ist eine doppelte Trennwand im Bunkerraum hergestellt, da mit Rücksicht auf die Ausbreitung von Bränden eine Unterteilung des gesamten Fassungsraumes von 2400 cbm erwünscht war.

Die Bauherrschaft, die Niederlausitzer Kohlenwerke Berlin, hat sich entschlossen, den Bunker ziemlich tief in das Gelände zu versenken (Kellerfußboden-Oberkante 7,16 m unter Gelände), um die Höhe des Zuführungsdammes zu ermäßigen. Eine so tiefe Absenkung erschien ohne weiteres möglich, da man mit Grundwasserandrang nicht zu rechnen brauchte. Der Aushub der erheblichen Bodenmassen wurde von der Werksverwaltung mittels Löffelbaggers durchgeführt.

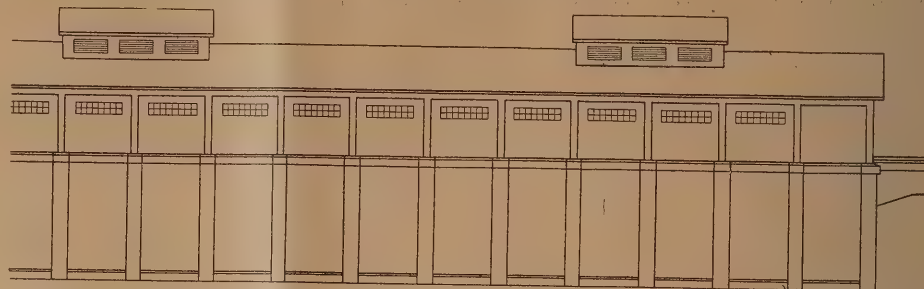
Es zeigte sich später, daß in der Kellersohle ein gewisser Wasserzufluß stattfand, so daß die Anordnung von noch tiefer gehenden Einzelfundamenten für die Bunkersäulen nicht ratsam erschien. Die Gründung wurde deshalb als Flachgründung durchgeführt. Der Wasserandrang war aber so gering, daß die Ausbildung der gesamten Kellersohle als biegungsfester, wasserdichter Trog nicht gerechtfertigt schien, sondern die dauernde Abziehung des geringen Wasserzuflusses durch eine Pumpe kleinster Leistung vorgezogen wurde. So ergab sich die Anordnung einer gewöhnlichen Stampfbetonkellersohle, die auf eine Magerbetonschicht mit Dachpappenbekleidung aufgebracht wurde. Die Fundierung der Säulen ist in rund 60 m langen, durch die Trennungsfuge unterteilten Eisenbetonfundamenten von 2 m Breite erfolgt. Die wagerechte Platte bildet mit der aufgehenden Eisenbetonkellerwand einen außerordentlich steifen ⊥ Querschnitt, so daß mit einer vollkommen gleichmäßigen Verteilung der Last sämtlicher 21 Bunkersäulen (auf jeder Seite) auf die gesamte Fundamentfläche gerechnet werden konnte. Hierbei ergab sich eine Bodenpressung von 2 kg/qcm. Die Isolierung unter der Kellersohle läuft unter den Längsfundamenten durch, umhüllt diese an der Erdseite und reicht an den Außenwänden so hoch, als es die Bodenfeuchtigkeit verlangt. Im oberen Teile ist lediglich ein Preolitanstrich an den Außenseiten der Kellerwände angeordnet worden. Zwischen der Kellersohle und den Längsfundamenten ist eine gut abgedichtete Fuge hergestellt, um Biegungsbeanspruchungen der nicht armierten Sohle zu vermeiden.

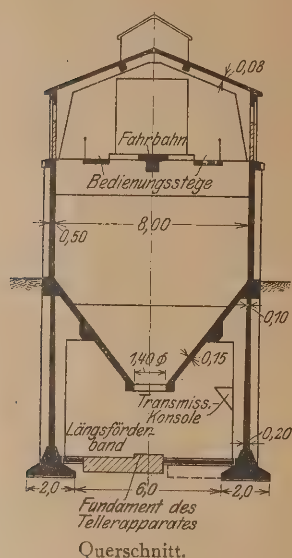
Die Säulen des Bunkers haben 2,96 cm Achsabstand erhalten, so daß die Spannweite der auf Biegung beanspruchten Kelleraußenwände verhältnismäßig gering gehalten werden konnte. Die Platte wurde zwischen den Säulen als eingespannt und wegen der großen Steifigkeit der Säulen nicht als kontinuierlicher Träger berechnet. Damit ergab sich eine Wandstärke von unten 20 und oben 10 cm. Die Säulen der beiden Längsseiten haben den Erddruck auf die Kellerwand aufzunehmen und die Normalkräfte der gesamten Bunkerlast und der Kohlenzüge zu tragen. Sie sind gegenseitig versteift durch die Betonkörper, die durch die später noch zu erwähnenden Sättel im Bunkerraum gebildet werden. Diese Sättel sind jedoch nur zwischen jedem zweiten Säulenpaare vorhanden. Deshalb ist ein zur Aufnahme horizontaler Kräfte befähigter Eisenbetonlängsträger in Geländehöhe auf beiden Seiten angeordnet worden, der als Wechsel aufzufassen ist und die horizontalen Stützenkräfte der nicht unmittelbar gegenseitig abgesteiften Säulenpaare aufnimmt. Diese Längsträger sind zugleich Saumträger für die Schrägflächen der Bunkerkörper.

Der Bunkerraum ist unten durch zwei unter $52^0$ gegen die wagerecht geneigten Eisenbetonplatten abgeschlossen, die zunächst einen keilförmigen Boden bilden, wie er von Bunkern mit Schlitzverschluß bekannt ist. Diese schrägen Wandflächen erhalten Zugkräfte und Biegungsmomente durch das Füllgut. Um die Aufnahme der Zugkräfte sicherzustellen, ist die in die Fallinie verlegte Hauptarmierung in den bereits erwähnten Saumträgern kräftig verankert, — zum Teil auch in die lotrechte Wand ausreichend weit hinauf-

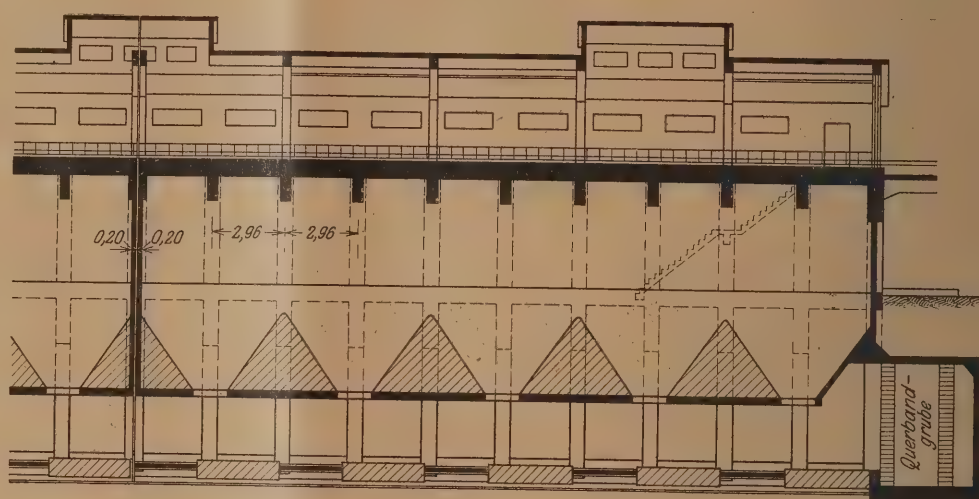
geführt. Die schrägen Bodenwände laufen nicht ganz spitz zusammen, sondern haben eine wagerechte biegungsfeste Sohlenfläche zwischen sich, in welcher die zehn 1,40 m weiten kreisrunden Auslauföffnungen liegen. Um die Kohle auch in der Längsrichtung diesen Öffnungen zuzuführen, sind aus Magerbeton die bereits erwähnten Sättel mit ebenfalls 52⁰ Neigung eingebaut. Diese Konstruktion, die auch bei dem Bunker in Waidmannsheil angeordnet ist, erscheint bei den gegenwärtigen hohen Holzpreisen zweckmäßiger als die Anordnung von pyramidenförmigen Spitzböden, die sonst bei Einzelausläufen meistens angewendet werden.

Die lotrechte Bunkerwand stützt sich gegen die oberhalb des Saumträgers fortgeführten Eisenbetonsäulen,


Brücken - Seitenansicht.

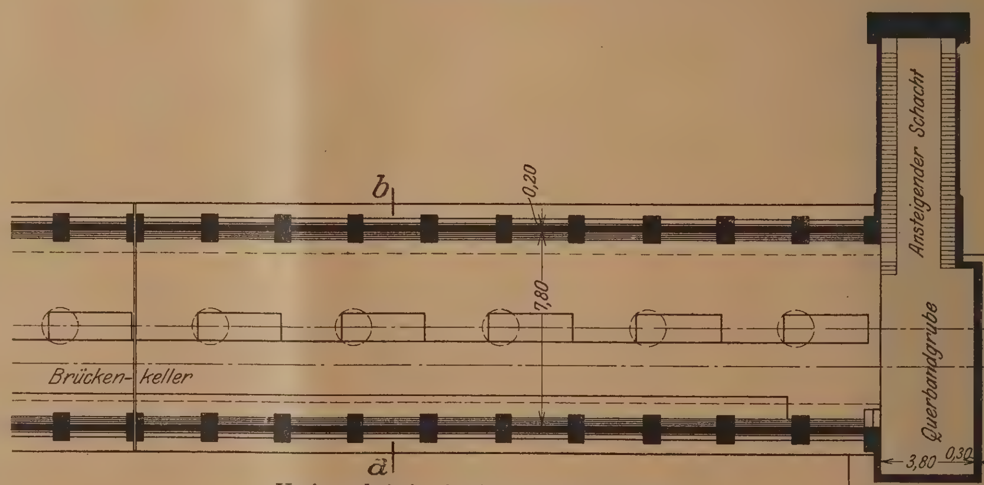


Querschnitt.



Brücken - Längsschnitt.

die hier ebenfalls 2,96 m Achsabstand besitzen, aber geringeren Querschnitt als im Kellergeschoß erhalten. Auch hier liegt in den Säulen Biegung und Axialdruck vor. Der wagerecht nach außen gerichtete Auflagerdruck der Säulen wird unten von dem Saumträger, oben von den Querträgern der Fahrbahn aufgenommen, die ebenfalls in 2,96 m Achsentfernung, also ziemlich eng liegen. Die Säulen ragen selbstverständlich nur nach außen vor, die Innenwand ist glatt. Die Felder zwischen den vorspringenden Säulen haben außen eine 6 cm starke Ziegelwand als Isoliermantel erhalten. Durch Eisendübel ist der dünne Ziegelmantel gegen die biegungsfeste Eisenbetonwand abgestützt. Der Luftraum beträgt 14 cm.



Horizontalschnitt durch den Brücken-Keller.
Abb. 1.

Aus Schönheitsgründen ist am oberen Ende der Bunkerwand ein Eisenbetongesims durchgeführt worden.

Die Giebelwände übertragen den Druck des Füllgutes auf einen kräftig ausgebildeten oberen Querträger und unten auf den auch an den Giebelseiten herumlaufenden Saumträger in Geländehöhe. Der untere Bunkerteil ist in den Giebelseiten durch Schrägflächen unter 52⁰ abgeschlossen.

Die Zwischenwände an der Trennungsfuge sind jede für sich zur Aufnahme des Kohlendruckes befähigt worden. Oben gehen sie in den Zwillingsquerträger über, an den die Fahrbahn anschließt.

Die Fahrbahnkonstruktion mußte mit Rücksicht auf das hohe Gewicht der Verkehrsmittel (27 t Lokomotivgewicht) sehr kräftig ausfallen. Da jedoch die Querträger in sehr geringer Entfernung liegen, konnte die Längskonstruktion verhältnismäßig schwach ausgebildet werden. Die Querträger zeigen gewöhnlichen Rechtecksquerschnitt, soweit sich nicht an sie der Gleisträger oder die seitlichen Bedienungsstege anschließen. Soweit durch diese Anschlüsse mit dem Vorhandensein einer Druckplatte gerechnet werden konnte, ist von dieser Möglichkeit selbstverständlich Gebrauch ge-

macht worden. Die freien Teile des Querträgers haben einen dachförmigen Aufsatz erhalten, um die Ablagerung von Kohle auf den Balkenoberflächen zu verhindern. Die Querträger stehen mit den Säulen in biegungsfester Verbindung, es ist deshalb die durch diese Einspannung erfolgte Verminderung der Momente in Rechnung gezogen worden.

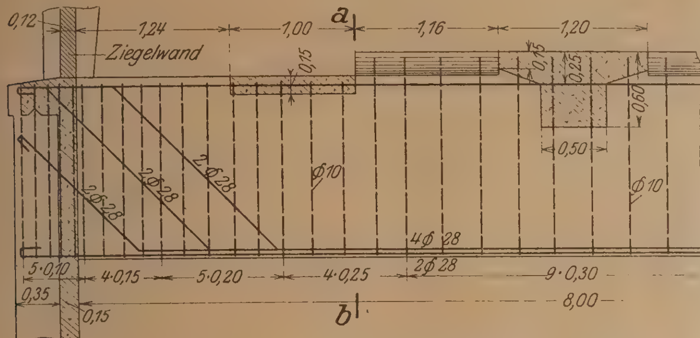



**Abb. 2.** Querträger der Fahrbahn.

Der Längsträger ist eine Plattenbalkenkonstruktion mit nur einem Stege. Da die Belastung streng symmetrisch ist und der Träger nur rd 3 m Stützweite hat, waren Bedenken wegen Verdrehung nicht am Platze. Die Schienen (900 mm Spur) liegen auf Längsschwellen, die mit der Eisenbetonplatte verschraubt sind. Spurhalter sind deshalb nicht nötig gewesen. Der Raum zwischen den Schwellen soll mit Magerbeton ausgefüllt werden. Die Ober- und Außenseiten der Schwellen werden mit Blech beschlagen (Schutz gegen glimmende Kohle).

Zur Vermeidung von Bränden sollen im allgemeinen die Dampflokomotiven nicht in den Bunker einfahren, sondern den Zug hineindrücken.

Die Gehstege sind 1 m breit; sie laufen über den Querträger frei durch und haben nur auf der Innenseite ein Geländer (Plattenstärke 0,15 m). Die Innenkanten mußten an die Fahrbahn so nahe als möglich herangedrückt werden, damit die Verschlüsse der Selbstentleerer leicht bedient werden können. Die Stege bis an die Außenwände zu verbreitern, lag kein Anlaß vor. Es ist deshalb längs der Außenwände ein freier Streifen von 1,24 m Breite, der eine gute Beobachtung des Bunkerinhaltes ermöglicht, vorgesehen.

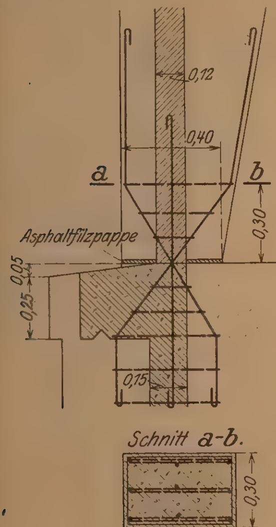
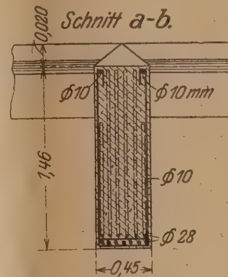



**Abb. 3.**
Fußgelenk des Dachbinders.

Um das Auffallen der Kohle auf die Stege zu verhüten, wird am Geländer eine lotrechte Blechplatte entlanggeführt.

Der Dachaufbau wird gebildet aus 11 Rahmenbindern, die als Zweigelenkrahmen gerechnet und auch ausgebildet sind (vgl. Abb. 3), nebst Eisenbetonpfetten und -dachplatte. Die Pfetten sind, wo angängig, mit dem Stege rechtwinklig zur Dachfläche gestellt. Der Binderabstand beträgt 5,92 m, es steht also nur über jeder zweiten Säule ein Binder. Der Horizontalschub wird durch die Querträger der Fahrbahn aufgenommen. Wegen der durch die Eisenbetonwände herbeigeführten gleichmäßigen Verteilung der Binderlasten auf alle Säulen sind die Säulen des Kellergeschosses alle für die gleiche Last berechnet worden. Auch für die Säulen des Bunkerrumpfes wäre diese Berechnung erlaubt gewesen.

Die Felder zwischen den Binderstielen sind mit Ziegelmauerwerk in verlängertem Zementmörtel ½ Stein stark ausgesetzt. In ihnen ist aus Schönheits- und Sicherheitsgründen ein Mauerschaft hochgeführt. In jedem Felde befinden sich drei liegende Fenster. Innen und außen sind die Wände des Dachgeschosses geputzt. Das Dach erhält einen Ruberoid-Überzug, der aufgeklebt, an der Traufe und den Giebelsäumen jedoch aufgenagelt wird. Um dies zu ermöglichen, ist eine Holzleiste mit einbetoniert. Die Giebelseiten sind so weit als möglich mit Mauerwerk zugesetzt, um den Luftzug zu verringern.




Die drei im First aufgesetzten großen Laternen dienen zur Entlüftung. Falls Lokomotiven einfahren, soll der Rauch durch die Jalousien der Laternen entweichen. Das Aussehen des Bauwerks wird durch die Dachaufbauten zweifellos vorteilhaft beeinflußt.

Der Montageschacht ist ein stehender Eisenbetonkasten von 7,76 m Höhe und 5,085 m Breite; mit seiner offenen Seite schließt er an den Bunkerkeller an. Die Eisenbetonwände sind als liegende Eisenbetonrahmen auf Erddruck berechnet. Säulen in den Ecken hochzuführen wäre überflüssig gewesen. In die Sohle sind die stehenden Wände mit kurzen Rundeisen eingebunden.

Die Querbandgrube ist im Grundrisse 3,80 m × 8,23 m weit. Sie ist 5 m hoch und mit einer Eisenbetonplatte überdeckt. Da die Grube nach dem Bunkerkeller zu offen ist, mußte die Eisenbetondecke dort an die Giebelwand des Bunkers angehängt werden. Die Wände und die Decke der Grube sind durch doppelte Klebepappe isoliert. Die Sohle ist ebenfalls gegen Wasseraufstieg gesichert.

Der schräg ansteigende Schacht setzt an die eine Schmalseite der Querbandgrube an. Als freitragender, kastenförmiger Balkenträger ist dieser Kanal ausgebildet, weil die Bodenmassen so weit ausgehoben waren, daß eine zuverlässige Unterstützung des Baukörpers auf seine ganze Länge nicht mehr vorhanden war. Das Halsende ruht auf einem kräftigen, im gewachsenen Boden liegenden Betonfundament. Selbstverständlich sind die Wände und die Decke des Kanals auf Erddruck bzw. Erdlast berechnet (Berechnung als Rahmen).

Die Beleuchtung des Bunkers erfolgt im Dachgeschoß durch die in den Längswänden liegenden Fenster. Im Keller ist nur künstliche Beleuchtung in Aussicht genommen. Der Anbau von Lichtschächten ist erwogen worden. Diese hätten sich aber sicherlich sehr bald mit Flugasche und Flugkohle sehr erheblich angefüllt. Überdies hätten sie, wenn das Licht in der erwünschten Tiefe eingelassen werden sollte, sehr tief herabgeführt werden müssen. Ein so tiefer Keller wie hier wird am besten nur künstlich beleuchtet.

Die Trennungsfuge ist im Dach durch eine Zinkblechwelle geschlossen.

Abbildung 3 stellt die Binderfußausbildung dar. Der Auffassung als Zweigelenkrahmen ist auch konstruktiv Rechnung getragen. Die Eisen sind unten zusammengeführt, der Betonquerschnitt ist auf das mittlere Drittel eingeschnürt. Die aus dem Horizontalschub entstehenden Querkräfte erheischten abgebogene Armierungen in beiden Richtungen.

Die Zufahrtsbrücke vor dem Bunker ist 13,3 m lang. Sie ist ein Balken auf zwei Stützen mit überragendem Ende. Die Stützweite beträgt 10 m, das überkragende Ende lädt 3,30 m aus. An dieses Ende schließt die Dammschüttung an. Das entgegengesetzte Endauflager wird durch den Querträger in der Giebelwand des Bunkers gebildet. Dieser Querträger hat einerseits die Auflagerkraft der Fahrbahn im Bunker, andererseits die Auflagerkraft der Zufahrtsbrücke aufzunehmen.

Der Querschnitt ist deshalb sehr kräftig gewählt worden. Bei der Dimensionierung ist nicht berücksichtigt worden, daß der Querträger durch die etwa 20 cm starke Bunkergiebelwand fortlaufend unterstützt ist. Wenngleich Eisenbetonwände von mehreren Metern Höhe vorzüglich zur Aufnahme nicht unmittelbar übertragbarer lotrechter Kräfte herangezogen werden können, so schien es hier doch in Anbetracht der außerordentlich großen Lasten nicht ratsam, die Wand als Balkenträger im lotrechten Sinne aufzufassen. Die Gefahr des Ausknickens der Wand durfte nicht außer acht bleiben. Der Querträger ist demgemäß als allein ausreichend bemessen worden. Das andere Auflager der Zufahrtsbrücke wird durch einen Eisenbetonbockpfeiler gebildet. Dieser besteht aus zwei nach unten zu gespreizten Säulen mit Zwischenverbindungen. Die Säulenfüße stützen sich auf ein gemeinsames Fundament, das durch einige Einlagen biegungsfest gemacht ist. Mit den oberen Enden binden die Säulen in die beiden Längsträger der Fahrbahn ein. Der an dieser Stelle vorhandene kräftige Querträger bildet zugleich den oberen Jochholm des Bockes. Das Tragwerk ist also mit dem Pfeiler monolithisch verbunden. Die statische Auffassung ist die folgende: Am Bunker festes gelenkiges Auflager, am Pfeiler verschiebliches, nicht frei drehbares Auflager (elastische Einspannung in die am Fuße fest eingespannte Stütze).

Eine Trennung der Brücke von dem Bunker hätte die Anordnung eines festen Pfeilers erfordert, damit Brems- und sonstige Längskräfte aufgenommen werden konnten. Bei der hier gewählten Lösung werden die Längskräfte durch den ganzen Bunkerkörper aufgenommen. Diesem konnte eine solche Beanspruchung unbedenklich zugemutet werden, da in der Ebene des möglichen Kraftangriffes die Eisenbetonfahrbahn durch den Bunker hindurchläuft und die Kräfte in alle Querträger ausstrahlt und auf das gesamte Bauwerk übermittelt. Auch die Trägheit so großer Massen ist gegenüber den verhältnismäßig geringen möglichen Längsstößen in Anschlag zu bringen.

Die Brücke ist so durchkonstruiert, daß eine negative Auflagerkraft am Ende nicht auftreten kann. Eine Verankerung daselbst ist also nicht erforderlich gewesen.

Der Überbau weist einen trogförmigen Querschnitt auf, der durch zwei Längsträger gestützt wird. Die Isolierung der Troginnenseite ist durch eine Ziegelflachschicht geschützt. Das Gleis liegt in Kiesbettung.

Die Ausstoßbrücke hat den Zweck, ein scharfes Heranfahren bis ans Bunkerende zu ermöglichen. Das auf ihr liegende Gleis bildet in dieser Hinsicht ein Sicherheitsgleis. Gleichzeitig ermöglicht sie aber auch einige Wagen nach der Entleerung auf das Stumpfende hinauszudrücken, so daß auch der erste Wagen im Bedarfsfalle in die letzte Zelle entleert werden kann. Falls die Züge im Betriebe entgegen der jetzt bestehenden Absicht mit der Lokomotive voranfahren, wird die Brücke regelmäßig durch das Lokomotivgewicht belastet werden. Demgemäß ist sie auch berechnet.

Diese Brücke ist 15,40 m lang. Sie bildet einen durchlaufenden Träger über drei Stützen mit gleichen Feldweiten. Am Ende befindet sich ein Prellbock. Um dessen Stöße besser aufnehmen zu können, ist hier das Brückenende nicht ausgekragt, sondern unmittelbar unterstützt worden. Die Auflager der Ausstoßbrücke werden gebildet durch den Querträger in der Bunkergiebelwand (wie bei der Zufahrtsbrücke) und durch zwei wie bei der Zufahrtsbrücke ausgestaltete Eisenbetonböcke. Statisch ist die Brücke ein durchlaufender Träger mit einem festen gelenkigen und zwei verschieblichen elastisch eingespannten Auflagern. Die Stützweite beträgt zweimal 7,70 m. Auch der Überbau dieser Brücke, der unter Umständen größere Längskräfte erhält als die Zufahrtsbrücke, ist mit dem Bunker fest verbunden. Auch hier wurde die Gegenwirkung der Fahrbahnkonstruktion im Bunker in Betracht gezogen. Das Auffahren an den Prellbock soll durch die Herstellung eines Sandgleises vermieden oder gedämpft werden. Außerdem ist Vorsorge getroffen, daß der Prellbock, fest mit dem Schienengestänge verbunden, dieses gegen den Widerstand der Kiesbettung bewegen muß, ehe er einen festen Konstruktionsteil erreicht. Eine Verlängerung der Brücke zur Vermeidung des Anfahrens an den Prellbock wird von der Bauherrnschaft zurzeit noch erwogen.

Der Bau ist fast durchweg in Eisenbeton ausgeführt worden. Stampfbetonteile sind nur in verschwindendem Maße vorhanden. Kiessand stand in einwandfreier Beschaffenheit nicht zur Verfügung. Der von der Grube Wilhelminensglück gelieferte Kies enthielt zahlreiche und große Klumpen reinen Tons. Wollte man ihn verwenden, so war eine gründliche Waschung unumgänglich. Zu diesem Zwecke wurde eine Kieswaschmaschine von der ausführenden Firma gestellt und monatelang betrieben. Der gewonnene gewaschene Kies erwies sich für Betonzwecke als vorzüglich geeignet. Der gesamte Bedarf an Moniereisen beträgt rd 100 t, der gesamte Zementbedarf beläuft sich auf etwa 550 t. An Schalungs- und Rüstholz sind im ganzen etwa 900 $m^3$ zur Verwendung gekommen.

Entwurf und Ausführung des Eisenbetonbunkers lagen in den Händen der Fa. Windschild & Langelott A.-G., Dresden. Die maschinelle Einrichtung ist von der Fa. Adolph Bleichert, Leipzig-Gohlis, geliefert und eingebaut worden. An Bauarbeitern waren durchschnittlich ca. 110 Mann beschäftigt, die zumeist in Baracken und Schuppen auf der Baustelle untergebracht waren.

Die gesamte Anlage nebst den drei Brücken der Zubringebahn wird binnen kurzem dem Betriebe übergeben werden.

---

# ZUM BERICHT DES KNICKAUSSCHUSSES VOM 6. DEZEMBER 1922.

*Von Prof. a. D. E. Moerike-Stuttgart.*

In der ,,Normung", Beilage zu Heft 17 d. J. des ,,Bauingenieurs" hat Prof. Dr.-Ing. Gehler-Dresden als Obmann des Unterausschusses für die Knickbeanspruchung im ETB (Arbeitsausschuß für Vereinheitlichung der technischen Baupolizeibedingungen) über die Sitzung vom 6. Dezember v. J. berichtet. Er hat hierbei meine für die Bemessung eiserner Knickstäbe im Hochbau aufgestellte Formel (s. ,,Bauingenieur" 1922, Heft 20) $F = \alpha P + \beta l^2$ besprochen (F der gesuchte Querschnitt in qcm, P die Last in Tonnen, l die Stablänge in Meter; $\alpha$ und $\beta$ sind Beiwerte, die lediglich von der Gestaltung des Querschnitt-Typus des Profils abhängen) mit dem Erfolg, daß die Einfachheit des Verfahrens durchweg gewürdigt und der Obmann mit weiteren Untersuchungen über die Brauchbarkeit der Formel für die Praxis beauftragt wurde. Gleichzeitig wurde bedauert, daß die Ableitung der Formel und ihrer Beiwerte meinen Veröffentlichungen[1]) nicht zu entnehmen sei. Diese hatte ich seinerzeit lediglich der Raumersparnis wegen weggelassen. Es mag deshalb manchem Leser, der sich für die Knickfrage interessiert, doch vielleicht erwünscht sein, — für die Baupolizei ist die endliche Lösung der Frage nachgerade ein dringendes Bedürfnis geworden —, hierüber näheren Aufschluß zu erhalten.

Als Beispiel wählen wir den Knickstab Nr. 8 (s. Tab. II, S. 620), der aus 2 übers Kreuz gestellten gleichschenkligen

[1]) Z.-Bl. d. Bauv. 1920, Nr. 83 u. 97; 1921, Nr. 90; Bauing. 1922, Heft 20, S. 617—622.

Winkeleisen $\times$ gebildet ist. Da die Materialachse das kleinste Trägheitsmoment liefert, so kommt nur die Ausknickung um diese Achse in Frage. Die Tab. II gibt uns die Formel

$$F = 0{,}9\,P + 1{,}5\,l^2,$$

welche für alle praktisch vorkommenden Profilnummern dieses Typus gilt. Die Beiwerte $\alpha$ und $\beta$ sind nun versuchsweise so gewählt, daß der sich ergebende Querschnitt F den Anforderungen an die Sicherheit gegen Ausknicken ohne Stoffverschwendung genügt. Wird für den Schlankheitsgrad $\lambda \geq 105$ $n = 4$-fache Sicherheit verlangt, so ermäßigt sich diese Zahl, wie dies auf S. 617—621 näher ausgeführt ist, für $\lambda < 105$ stetig; die zugehörigen zulässigen mittleren Spannungen $\sigma_{d_2}$ und die Sicherheitsgrade $n_2$ sind der Tab. I für jedes $\lambda$ zu entnehmen. Wir können nicht im voraus annehmen, daß wir mit einem einheitlichen Werte von $\alpha$ und $\beta$ für sämtliche Profilnummern auskommen; erst der Versuch muß zeigen, ob die damit errechneten Querschnitte die nach der Tetmajerformel zu kontrollierende Sicherheit tatsächlich aufweisen.

Zu diesem Zweck wählen wir drei tunlichst verschiedene Profile: a) 2 ⌊50·50·7, b) 2 ⌊100·100·12 und c) 2 ⌊160·160·17; die zugehörigen Querschnitte und Trägheitshalbmesser sind $F = 13{,}12$ bzw. $45{,}4$ bzw. $103{,}6$ qcm und $i = 1{,}88$ bzw. $3{,}80$ bzw. $6{,}13$ cm.

In den folgenden Tabellen a), b), und c) ist in Spalte 1) die Stablänge l, in 2) das zugehörige $\lambda$, in 3) die nach der Formel (3) (s. S. 619) zu berechnende zulässige mittlere Druckspannung $\sigma_{d_2} = 1{,}415 - 0{,}00895$ t/qcm und in 4) $P = \sigma_{d_2} \cdot F$ die zulässige Last eingetragen. Die Beiwerte $\alpha$ und $\beta$ von P und $l_2$ in Spalte 5) und 6) sind versuchsweise so zu wählen, daß die Summe $\Sigma$ der 2 Zahlen in 5) und 6) in Spalte 7) eine Zahl gibt, die dem Flächen-

Profil a.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $l^m$ | $\lambda$ | $\sigma_{d_2}$ | $P^t$ | 0,9 P | $1{,}5\,l^2$ | $\Sigma$ | Diff. |
| 0,5 | 26,6 | 1,177 | 15,4 | 13,9 | 0,4 | 14,3 | + 1,2 |
| 1,0 | 53,2 | 0,939 | 12,3 | 11,1 | 1,5 | 12,6 | — 0,5 |
| 1,5 | 79,8 | 0,701 | 9,2 | 8,3 | 3,4 | 11,7 | — 1,4 |
| 1,97 | 105,0 | 0,475 | 6,2 | 5,6 | 5,8 | 11,4 | — 1,7 |

Profil b.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $l^m$ | $\lambda$ | $\sigma_{d_2}$ | $P^t$ | 0,9 P | $1{,}5\,l^2$ | $\Sigma$ | Diff. |
| 0,5 | 13,2 | 1,297 | 59,0 | 53,1 | 0,4 | 53,5 | + 8,1 |
| 1,0 | 26,3 | 1,179 | 53,6 | 48,2 | 1,5 | 49,7 | + 4,3 |
| 1,5 | 39,5 | 1,061 | 48,2 | 43,4 | 3,4 | 46,8 | + 1,4 |
| 2,0 | 52,6 | 0,943 | 42,8 | 38,5 | 6,0 | 44,5 | — 0,9 |
| 2,5 | 65,8 | 0,824 | 37,4 | 33,7 | 9,4 | 43,1 | — 2,3 |
| 3,0 | 79,0 | 0,706 | 32,1 | 28,9 | 13,5 | 42,4 | — 3,0 |
| 3,5 | 92,1 | 0,588 | 26,7 | 24,0 | 18,4 | 42,4 | — 3,0 |
| 3,99 | 105,0 | 0,475 | 21,6 | 19,4 | 23 8 | 43,2 | — 2,2 |

Profil c.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $l^m$ | $\lambda$ | $\sigma_{d_2}$ | $P^t$ | 0,9 P | $1{,}5\,l^2$ | $\Sigma$ | Diff. |
| 1,0 | 16,3 | 1269 | 131,5 | 118,4 | 1,5 | 119,9 | + 16,3 |
| 2,0 | 32,6 | 1123 | 116,3 | 104,7 | 6,0 | 110,7 | + 7,1 |
| 3,0 | 48,9 | 977 | 101,2 | 91,1 | 13,5 | 104,6 | + 1,0 |
| 4,0 | 65,2 | 832 | 86,2 | 77,6 | 24,0 | 101,6 | — 2,0 |
| 5,0 | 81,6 | 686 | 71,1 | 64,0 | 37,5 | 101,5 | — 2,1 |
| 6,0 | 97,9 | 540 | 55,9 | 50,3 | 54,0 | 104,3 | + 0,7 |
| 6,43 | 105,0 | 475 | 49 2 | 44,3 | 62,1 | 106,4 | + 2,8 |

inhalt F qcm des Querschnitts tunlichst gleichkommt. Je größer die Übereinstimmung ist, um so richtiger werden die Beiwerte gewählt sein. In Spalte 8) sind die Abweichungen der Werte in Spalte 7) von F mit + und — eingestellt.

Einige Proben mögen dartun, wie weit die Genauigkeit der Formel bei verschiedenen Werten von P und l reicht.

Wählen wir bei Profil a) $P = 12{,}3^t$ und $l = 1{,}0^m$ (s. Spalte 1 und 4), so ist nach Tetmajer für $\lambda = 53{,}2$ die Knickspannung $\sigma_k = 3100 - 11{,}4\;\lambda = 2493$ kg/qcm, die mittlere Druckspannung $\sigma = \frac{P}{F} = \frac{12300}{13{,}1} = 940$ kg/qcm und sonach der Sicherheitsgrad $n = \frac{\sigma_k}{\sigma} = \frac{2493}{940} = 2{,}65$, während die Tab. I (siehe S. 619) die zulässige Sicherheit zu $n_2 = 2{,}66$ ergibt. Hätten wir, dem Ergebnis der Formel $F = \Sigma = 12{,}6^t$ folgend, das näherliegende Profil 2 ⌊55·55·6 = 12,62 qcm gewählt, so hätten wir bei geringerem Profilgewicht erhalten: $i = 2{,}08^{cm}$, $\lambda = 48$, $\sigma_k = 3100 - 11{,}4 \cdot 48 = 2554$ kg/qcm, $\sigma = \frac{12.3}{12.62} = 974$ kg/qcm, $n = 2{,}61$, also $> 2{,}60$ (Tab. I, S. 619); das Profil a) reicht sonach gerade aus, aber das leichtere Profil bietet dieselbe Sicherheit. Hieraus ergibt sich die an sich einleuchtende Regel, in erster Linie schlanke Profile in der Profiltabelle, d. h. solche mit dünnen Schenkeln (Flanschen), mit größerem i, statt gedrungenere zu wählen. Dasselbe lehrt auch das folgende Beispiel nach Profil b): Gegeben $P = 32{,}0^t$, $l = 3{,}0^m$. Nach der Formel ist $F = 28{,}8 + 13{,}5 = 42{,}3$ qcm. Der Fläche nach wäre das nächstliegende Profil 2 ⌊90·90·13 mit $F = 43{,}6$ qcm, $i = 3{,}38^{cm}$, $\lambda = 88{,}8$, $\sigma_k = 2092$ kg/qcm, $\sigma = 732$ kg/qcm und $n = 2{,}86$, während die zulässige Sicherheit (s. Tab. I, S. 619) $n_2 = 3{,}37$ ist. Das Profil reicht also nicht aus, während das schlankere 2 ⌊110·110·10 mit $F = 42{,}4$ qcm, $i = 4{,}24^{cm}$, $\lambda = 70{,}8$, $\sigma_k = 2294$ kg/qcm, $\sigma = 754$ kg/qcm, $n = 3{,}04$ und $n_2' = 2{,}94$ ergibt; es ist somit brauchbar.

Die Zahlen der drei Tabellen wurden mit dem Rechenschieber ermittelt; sie zeigen eine wünschenswerte Übereinstimmung der Spalte 7) mit F und lassen den sicheren Schluß zu, daß sich für andere P und l und für andere Profilnummern das zugehörige F und n ebenso bequem und genau berechnen läßt.

Die Beiwerte $\alpha$ und $\beta$ mit mehr als 1 oder 2 Dezimalen anzunehmen, hat keinen Wert, da die Formel als Gebrauchsformel für die Praxis gedacht ist und weitergehende Genauigkeit bedeutungslos ist.

Der als Beispiel gewählte Profiltypus hat die Eigentümlichkeit, daß sich sein Trägheitsmoment mit den ansteigenden Nummern nur stetig und gleichmäßig ändert. Bei anderen Typen, z. B. bei I- und ]-Eisen, fehlt diese Stetigkeit mehr oder minder (s. Tab. II, S. 620); hier ist es nötig, die Nummern eines Profiltypus in 2 oder mehr Gruppen unterzuteilen und für jede die Werte von $\alpha$ und $\beta$ zu bestimmen. Für die Berechnung des Querschnitts ist diese Teilung nicht hinderlich; selbst grobe Fehlgriffe in der Wahl der Gruppe, und damit der Beiwerte, berichtigen sich ohne weiteres. Wie bei exzentrisch angreifender Last die Formel in einfachster Weise zu verwenden ist, geht aus S. 621 hervor.

Gegen die Aufnahme der Formel in die baupolizeilichen Bestimmungen des Reichs könnte eingewendet werden, daß die Beiwerte einer besonderen Profiltabelle entnommen werden müßten. Dieser Nachteil aber wiegt u. E. nicht schwer gegenüber dem Vorteil rascher und genauer Berechnung und der Beseitigung unbestimmter, die Willkür begünstigender Ausdrücke in den amtlichen Vorschriften (s. S. 617). Die paar Werte von $\alpha$ und $\beta$ lassen sich ohne weiteres dem Kopf der statischen Tabellen der Profileisen beifügen und in den „Bestimmungen" können sie auf dem Bruchteil einer Seite wiedergegeben werden. Die Vorschriften für die Berechnung von Eisenbetonbauten beanspruchen einen viel größeren Umfang; störend wirkt aber nicht dieser, sondern die Möglichkeit verschiedenartiger Auslegung durch den Konstrukteur einerseits und die Baupolizeibehörde anderseits, die regelmäßig zu Zeitverlust, Irrtum und Verärgerung führt. Wenn schon einmal der dankenswerte Versuch gemacht wird, Einheitlichkeit der Berechnungsweise im Reich einzuführen und für deren Annahme die Gliedstaaten zu erwärmen, so empfiehlt es sich, die bisher empfundenen Mängel zu beseitigen und durch Einführung einer Zeit und Kraft sparenden Berechnungsweise die Zustimmung zu den „Bestimmungen" aussichtsreich zu machen.

# UNTERSUCHUNGEN MIT GUSSBETON.

(Mit einigen Betrachtungen über Versuchsergebnisse aus der letzten Zeit.)

*Von E. Probst, Karlsruhe i. Baden.*

Das Interesse der Bauingenieurpraxis an der Anwendung des Gußbetonverfahrens hat bei uns in den letzten Jahren erheblich zugenommen — meist der Not gehorchend, nicht dem eigenen Triebe folgend. Neben unberechtigten Vorurteilen begegnet man in der Praxis vielfach berechtigten Einwendungen, die darauf zurückzuführen sind, daß man sich über einige wesentliche Eigenschaften des Gußbetons bisher nur wenig Klarheit verschaffen konnte. Beobachtungen bei praktischen Ausführungen genügen um so weniger, als man oft erst nach längerem Bestand eines Bauwerkes Erfahrungen sammeln kann, die in der Regel nur bekannt werden, wenn sie günstig sind. Manchmal werden auch Kinderkrankheiten bei den ersten Anwendungen des Gußbetons verallgemeinert und das ganze Verfahren wird auch von sonst ernst zu nehmenden Fachleuten abgelehnt. Eine der ungerechtesten Begründungen für die Ablehnung sind Prüfungsergebnisse irgendeiner Versuchsanstalt mit sehr nassen, in eisernen Formen hergestellten 20—30 cm-Würfeln, deren Druckfestigkeit selbstverständlich sehr klein sein muß. Man verkennt das Wesen des Gußbetons, wenn man derartige Versuche zu einer sehr weitgehenden Ablehnung des ganzen Verfahrens heranzieht.

Seit langem war es daher das Bestreben des Verfassers, durch systematische Untersuchungen die Voraussetzungen für die Grenzen der Anwendbarkeit zu prüfen. Nach mancherlei Schwierigkeiten ist es gelungen, in dem unter Leitung des Verfassers stehenden Institut eine Gußbetonanlage[1]) einzurichten, an der seit einem halben Jahre Untersuchungen ausgeführt werden. Eine glückliche Fügung hat es möglich gemacht, daß gleichzeitig an einer Ausführung in Gußbeton bei der Hafenerweiterung in Geestemünde von Reg.-Baurat Gaye größere Untersuchungen an dem Bauwerk gemacht werden.

Durch Zusammenfassung der Bauwerksuntersuchungen und der Laboratoriumsuntersuchungen dürften Schlußfolgerungen zu erhoffen sein, die objektiv und nicht einseitig die Schaffung von Grundlagen für die Anwendbarkeit des Gußbetonverfahrens ermöglichen sollen.

Vor der Beschreibung der Einrichtung sollen einige einleitende Bemerkungen über Wesen und Zweck von derartigen und ähnlichen Untersuchungen vorausgeschickt werden.

Der Verfasser hat im Jahre 1920 zuerst in einem Vortrage im Deutschen Betonverein und später in einem Aufsatz im „Bauingenieur" darauf hingewiesen, wie änderungsbedürftig unsere bisherigen Methoden der Untersuchungen an Beton und Eisenbeton sind. Wenn es dem Verfasser auch damals nicht gelungen ist, alle Fachkreise von der Notwendigkeit neuerer Methoden zu überzeugen, so muß doch festgestellt werden, daß wir bereits einen Teil der früheren ausgetretenen Wege verlassen haben. Es wird nicht nutzlos sein, diese Behauptung durch Beispiele zu belegen.

Die Frage der Festigkeit in erster Linie der Druckfestigkeit von Beton wurde immer als eine Funktion des Zementgehaltes angesehen, bis einige wenig angenehme Erfahrungen lehrten, daß selbst bei einwandfreiem Portlandzement die Kornzusammensetzung des Zuschlagsmaterials sehr erheblich die Elastizität und die Festigkeit des Materials beeinflußten. Es ist daher sehr erfreulich, daß auch von der Stuttgarter Versuchsanstalt neuerdings durch eine Veröffentlichung von Graf[2]) der Weg beschritten wird, den der Verfasser schon seit langem vorgeschlagen hat, für jedes Mischungsverhältnis im besten Falle Mindestfestigkeiten anzunehmen. Allerdings übersieht Graf, wenn er eine Formel für die Errechnung von Mindestfestigkeiten vorschlägt, daß man ein Material wie Mörtel oder Beton nicht wie homogenes Material, z. B. Eisen oder Holz, in Gesetze und Formeln einzwängen kann. Jede Verschiedenheit in der Kornzusammensetzung und in der Eigenfestigkeit des Zuschlagsmaterials schaffen ebenso wie jede Verschiedenheit in der Fabrikation der verschiedenen in der Praxis vorkommenden Zemente neue Voraussetzungen, und wenn man will neue Gesetze.

Man sollte aber Gesetze oder Formeln erst dann abzuleiten versuchen, wenn man alles berücksichtigen kann, was auf das Ergebnis von Einfluß ist. Können wir dies von einem Material wie Beton behaupten, wenn wir bedenken, daß der Hauptbestandteil des Betons, das Bindemittel, nicht nur für den Ingenieur, sondern auch für den Chemiker eine Gleichung mit einer großen Zahl von Unbekannten ist, deren Lösung nicht immer möglich ist?

Sehr zu denken gibt der Bericht von der diesjährigen Tagung des nordamerikanischen Betonvereins, dessen Arbeiten gerade in den letzten Jahren neue, vielversprechende Aussichten eröffnen. Im Vordergrunde aller Erörterungen steht der Hinweis darauf, daß alle Bemühungen zur Herstellung eines zweckentsprechenden Betonmaterials scheitern werden, solange man nicht in der Lage ist, das Bindemittel auf seine Eignung zu bestimmten Zwecken zu prüfen. Davon sind wir aber noch weit entfernt. Mehr noch als Elastizität und Festigkeit des Betons werden dessen Widerstandsfähigkeit gegen Rissebildungen, gegen chemische Angriffe von der Zusammensetzung des Bindemittels maßgebend beeinflußt, und wir haben bis heute nur sehr unsichere Vorstellungen von den in dieser Beziehung notwendigen Maßnahmen bei der Auswahl der Zemente und der hydraulischen Zuschläge. Ich möchte mich zwar nicht ohne Vorbehalte der Forderung ernster amerikanischer Fachkreise anschließen, die bisherige einheitliche Normenprüfung der Zemente abzuändern und verschiedene Normen aufzustellen je nach der Verwendung der Bindemittel zu Betonbauten an der Luft, im Wasser oder bei Hinzutreten von chemischen Angriffen. Zweifellos aber erscheint es mir nach manchen schlechten Erfahrungen in der Praxis des Beton- und Eisenbetonbaues geboten, die Forderung zu unterstützen, daß die bisherigen Normen für die Prüfung von Portlandzement und anderen Bindemitteln in weniger starre Formen gebracht, vielmehr elastischer gestaltet werden sollten, um sie den einzelnen Bedürfnissen des Bauingenieurs besser anpassen zu können. Das Interesse des Verbrauchers für die Fabrikation der Bindemittel und deren Prüfungen sollte daher größer sein, als dies bisher allgemein der Fall war.

In der Frage des Einflusses der Kornzusammensetzung des Zuschlagsmaterials sind einige wertvolle Arbeiten nordamerikanischer Fachleute bekanntgeworden, denen sich die Arbeit von Kortlang im Institut des Verfassers anschließt. Wenn auch noch keine allgemeine Schlußfolgerungen möglich sind, da der Umfang der Versuche noch sehr begrenzt war, so ist doch klar geworden, daß nicht der absolute Zementgehalt ausschlaggebend ist. Der Wasserzementfaktor, das Verhältnis von Wasser zu Zement (der Begriff wurde von dem Amerikaner Abrams eingeführt) und der Zementgehalt im Verhältnis der Gesamtoberfläche des Zuschlagsmaterials sind entscheidend bei

[1]) Der Verfasser möchte es nicht unterlassen, an dieser Stelle den Behörden und einer Reihe von Firmen zu danken, durch deren Unterstützungen die Ausführung der Untersuchungen möglich geworden ist. Es sind dies: das Badenwerk, das bayerische Hüttenamt Sonthofen, die Firmen Brenzinger, Freiburg, Butzer, Dortmund, Siemens Bauunion, Forbach, Wayss & Freytag, Neustadt a. d. H., Dyckerhoff & Widmann, Biebrich, Grün & Bilfinger, Mannheim, Gebr. Rank, München, Felten-Guillaume, Carlswerk, Christiani & Nielsen, Hamburg.

[2]) Der Aufbau des Mörtels im Beton usw. Verlag Springer.

der Beurteilung von Elastizität, Festigkeit, Dichtigkeit und damit auch der Wasserdichtigkeit von Beton. Die Angabe des Wasserzusatzes in Prozenten der Trockenmischung gibt ein weniger anschauliches Bild von dem Grad der Verkittungsmöglichkeit als der Wasserzementfaktor. Dieser sollte daher bei wissenschaftlichen Untersuchungen in Zukunft zu Vergleichszwecken auch bestimmt werden.

Unter den bisher bekanntgewordenen Untersuchungen in Versuchsanstalten ist mir eine aufgefallen, über die Graf in Form einer Mitteilung der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt in Heft 15 und 16 im „Bauingenieur" 1923 berichtet. Es sind Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Beton- und Eisenbetonrohren gegen inneren Wasserdruck. Die Frage ist besonders zeitgemäß, weil sie fast bei allen neuen Wasserkraftanlagen auftritt.

Welcher Art sind die Ergebnisse dieser vom Eisenbetonausschuß der Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie ermöglichten Versuche. Bedeuten sie für den Eisenbetonbau im besonderen und für dessen Verwendung bei Eisenbetondruckrohren einen Fortschritt?


Abb. 1.
Versuchsanlage für Untersuchungen mit Gußbeton.

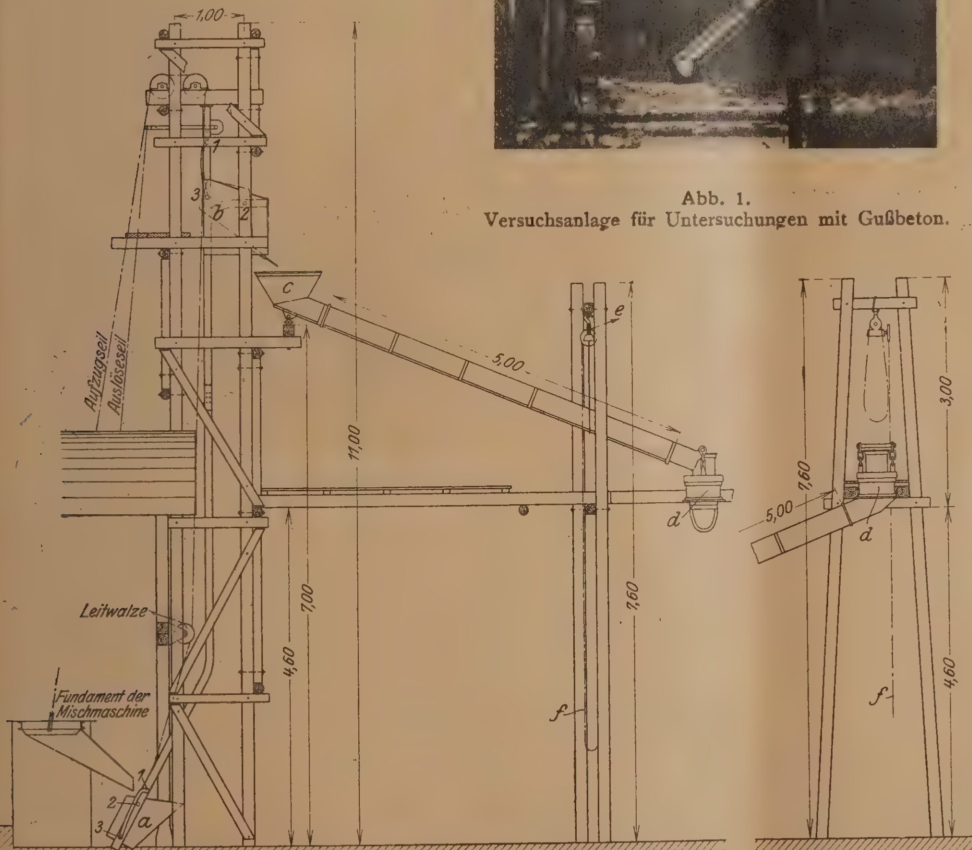


Abb. 2. Einzelheiten zu Abb. 1.

Es wurde festgestellt, daß eine gut verteilte Bewehrung die Dehnungsfähigkeit und die Rißsicherheit des Betons vergrößert. Ferner wurde nachgewiesen, daß die Rißbildung an den Innenwänden der Rohre beginnt und mit dem Sichtbarwerden der Risse an den Außenwänden bei den bewehrten Rohren der Widerstand gegen inneren Wasserdruck erschöpft ist. Bei den unbewehrten Rohren fällt dies mit dem Auftreten der Risse an der Innenwand zusammen, weil der Zusammenhang des Querschnitts ähnlich wie bei einem auf Biegung beanspruchten Balken an der Rißstelle aufhört. Schließlich ist beachtenswert, daß bei den 8—18 cm dicken Rohren die Zunahme der Rißbelastung gegenüber den gleichen unbewehrten Rohren fast dieselbe war. Ebenso verhält es sich mit dem Einfluß des Bewehrungsgehalts. Die Zunahme der Rißbelastung war bei 9 vH, 13 vH und 20 vH dieselbe, weil die Verteilung der Längs- und Querbewehrung fast dieselbe war.

Die Berechnung der Eiseneinlagen bei Druckrohren ist eine vielumstrittene Frage. Der Verfasser dieser Zeilen hat schon seit langem den Standpunkt vertreten, daß die Übertragung der Zugkräfte auf die Eiseneinlagen bei gerissenen Betonquerschnitten unberechtigt und unwirtschaftlich ist. Die Stuttgarter Versuche haben gezeigt, daß die Eiseneinlagen wie bei anderen Eisenbetonquerschnitten vor dem Auftreten der Risse nur ganz geringe Spannungen aufzunehmen haben. Die Richtigkeit der von Graf gezeigten Berechnung der Eisenspannungen nach dem Eintreten der Risse ist durch die Versuche nicht bewiesen.

Für die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetondruckrohren hat der Eisenprozentsatz ebenso wenig eine Bedeutung wie für das Auftreten der ersten Risse; ausschlaggebend bleibt die Verteilung des Eisenquerschnittes auf die ganze Länge des Betonrohres, wie dies durch bisher nicht veröffentlichte Versuche im Institut des Verfassers nachgewiesen wurde.

Für die Anwendung fehlen bei den Stuttgarter Versuchen mit Eisenbetondruckrohren diejenigen Voraussetzungen, die zu allgemeinen Schlußfolgerungen berechtigen aus folgenden Gründen. Die Versuchsrohre sind nur 70 cm weit. Ihre Herstellung erfolgte stehend und mit einem verhältnismäßig geringen Wasserzementfaktor. Der Einfluß verschiedener Betonmischungsverhältnisse ist vollständig unberücksichtigt, desgleichen auch der Einfluß der Verteilung der Eiseneinlagen über den Betonquerschnitt. Schließlich darf man nicht übersehen, daß in den weitaus meisten Fällen, wo Druckrohre für 3 at Innendruck angewendet werden, wie dies bei den Stuttgarter Versuchen angenommen wird, ganz andere äußere Abmessungen in Frage kommen und die Herstellung in der Regel an Ort und Stelle mit recht nassem Beton erfolgt. Führt man die Versuche unter baumäßigen Voraussetzungen durch, so wird man vor der Überschätzung der Versuchsergebnisse, bei denen die Risse bei 5—8 at auftreten, gesichert sein. Die Ergebnisse von Versuchen mit baumäßig hergestellten Eisenbetondruckrohren bei 1 m Dmr. im Institut des Verfassers haben gezeigt, daß man selbst bei gut verteilten Eiseneinlagen, bei gutem Beton und bei Aufbringung eines guten Innenputzes eine Rißbelastung von 3 at Innendruck als sehr gutes Ergebnis betrachten muß.

Es besteht eine große Gefahr, wenn Versuche, deren Ergebnisse für die Anwendung bestimmt sind, im Laboratorium unter Voraussetzungen ausgeführt werden, die nur in seltenen Fällen zutreffen. Wir können eine Klärung grundlegender

Fragen nur erwarten, wenn wir dieselben Voraussetzungen im Laboratorium schaffen wie im Bauwerk, und wenn die Ergebnisse möglichst durch vergleichende Versuche am Bauwerk ergänzt werden. Es ist klar, daß unter diesen Umständen bei einem Material wie Beton nicht immer gleichmäßige Ergebnisse zu erwarten sind. Es genügt aber in vielen Fällen Mindestwerte zu ermitteln, die uns die notwendige Sicherheit gewährleisten.

Bei den Untersuchungen mit Gußbeton ist in erhöhtem Maße zu beachten, daß nicht etwa bei der Herstellung von Probekörpern Voraussetzungen geschaffen werden, die von der Herstellung auf dem Bau vollkommen abweichen. Bei einer richtigen Gußbetonanlage darf durch die Zuleitung in den Rinnen keine Entmischung eintreten. Der größere Wasserzusatz muß sich gleichmäßig über das ganze Material verteilen. Stellt man Probekörper her mit einem dem Gußbeton entsprechenden Wasserzusatz, ohne das Material durch die Rinnen laufen zu lassen, so wird man nicht erwarten dürfen, an derartigen Probekörpern Eigenschaften von Gußbeton studieren zu können.

Eine andere Schwierigkeit liegt in der Größe der Probekörper. Die Verwendung von Gußbeton bei der Herstellung größerer Betonmengen verlangt, daß man dies auch bei den Untersuchungen berücksichtigt.

Wie diese Fragen berücksichtigt wurden, wird bei der Veröffentlichung der ersten Versuchsreihe Ende dieses Jahres durch Herrn Dipl.-Ing. Bethke gezeigt werden, der mit der Durchführung der Arbeit betraut wurde. Herr Bethke hat auch die Montage der Gußbetoneinrichtung durchgeführt, die mit einigen kleinen Abänderungen vom Institut des Verfassers unter Mitwirkung des Bayrischen Hüttenamts Sonthofen entworfen wurden. Abb. 1 und 2 enthalten eine Darstellung der Anlage, die eine größte Förderhöhe von 11 m und eine Rinnenlänge bis zu 14 m ermöglicht.

Im einzelnen sei noch folgendes mitgeteilt (hierzu Abb. 2):

Zement und Zuschlagsstoffe werden in einer Sonthofener Mischmaschine gemischt. Die Maschine steht in dem in der Seitenansicht angedeuteten gedeckten Raum und entleert den Beton durch eine kurze Rinne in die Mulde „a". Diese läuft mit ihren 3 Paar Rollen 1, 2, 3 in eisernen Führungsschienen, die an den wagerechten und diagonalen Verstrebungen des Turmes befestigt sind. Das Rollenpaar 1 ist durch einen Querbügel miteinander und durch Längsbügel mit den Rollen 3 verbunden. In der Mitte des Querriegels ist an einer Öse das Aufzugsseil angebracht. Dieses Seil wird über die Leitwalze geführt, läuft dann über 2 Führungsrollen oben am Turm, über eine Führungsrolle unten an der Maschine, um sich dann auf einer Trommel unter der Mischmaschine aufzuwickeln.

Beim Einschalten eines entsprechenden Hebels an der Mischmaschine wird die Trommel in Drehung versetzt, das Aufzugsseil wickelt sich auf und zieht die Mulde „a" hoch. Dabei werden vom Punkte „b" der Führungsschiene ab die Rollenpaare 1 und 3 infolge der auf sie einwirkenden Zugkraft den geraden Weg nehmen. Das Rollenpaar 2 dagegen wird durch das Muldengewicht auf das ins Wagerechte gehende Schienenstück gedrückt. Die Mulde beginnt zu kippen. Der Querriegel des Rollenpaares 1 spannt bei weiterem Ansteigen das Auslösseil an und schaltet damit, wenn die Mulde sich in der in der Zeichnung gestrichelten Lage befindet, selbsttätig die Gangtrommel aus. Die Mulde entleert sich und kann durch Lösen der Trommelbremse in ihre Anfangslage zurückgebracht werden.

Der ausgegossene Beton fließt über ein kurzes Blech hinweg in den Trichter „c", durchläuft die obere Rinne, fällt in den Rinnenkopf „d" hinab und fließt durch die mittlere und untere Rinne in die Versuchskörper.

Der Trichter „c" ist kreisförmig und hat einen Durchmesser von 90 cm. Er ruht mit seinem Rinnenansatzstück drehbar auf einem Zapfen auf und ist in vertikaler Richtung verstellbar. Dieselbe Beweglichkeit hat die an ihm befestigte obere Rinne. Nach dem Rinnenkopf „d" hin wird sie von der Schlaufe des Flaschenzuges „e" gefaßt, der ein beliebiges Einstellen der Rinne zwischen 20 und 40 Grad ermöglicht und vom Erdboden aus durch die Kette „f" zu bedienen ist. Der Querschnitt der Rinne ist oval. Die obere Breite beträgt 30 cm, die Rinnentiefe 26 cm, der untere Rinnenradius 12,5 cm, Rinnenblechstärke 2,5 mm. Der Rinnenkopf „d" ist mit einem Kniestück an die obere Rinne befestigt. An diesem Kniestück hängt der untere Teil des Kopfes, der vollständig drehbar ist und seinerseits an das mittlere Rinnenstück anschließt. Der Beton fällt in diesem Gelenkpunkt ca. 60 cm senkrecht ab. Die mittlere und untere Rinne sind wie die obere an einem Flaschenzug befestigt, der jedoch an einer Rolle hängt, die über ein Drahtseil läuft. Damit ist eine Beweglichkeit bei beliebiger Neigungsstellung gewährleistet, die ein ununterbrochenes Vollgießen der im Halbkreis angeordneten Versuchskörper ermöglicht. Die untere Rinne ist ganz leicht ausgebildet. Sie läßt sich unter die mittlere Rinne schieben, damit das Rinnenausflußende der Höhe des Versuchskörpers jeweils angepaßt werden kann.

Die Anlage soll nicht nur systematischen Untersuchungen mit Gußbeton, sondern auch als Versuchseinrichtung zur Prüfung der bei einem Bauwerk zu schaffenden günstigsten Bedingungen bei Verwendung von bestimmten Zuschlagstoffen dienen.

---

# NEUE MITTEL- UND KLEINWASSERKRÄFTE.

*Von Zivilingenieur Joh. Hallinger, München.*

## Das Soyenseewerk.

### Allgemeines.

Auf der bayerischen Hochebene, entlang dem Nordabhang der Alpen, liegen auf Moränenland und auf Schotterterrassen größere und kleinere Seen. Zu den letzteren zählt der Soyensee nördlich von Wasserburg, dessen Wasserspiegel auf 471, also um 55 m höher liegt, als der nahe vorbeifließende Inn. Über dem Soyensee liegen bewaldete und ausgedehnte Ländereien (Ebersberger und Haager Forst) mit kleinen Wasserläufen, die zum Teil am Soyensee vorbei und nach dem Inn abfließen. Diese Gewässer, Langenbach, Christophelbach usw. genannt, bringen aus einem Niederschlagsgebiet von rund 60 qkm eine Wasserspende von 540 l/s (= 9 l/qkm). Der See hat eine Oberfläche von 0,470 qkm, eine größte Tiefe von 40 m und bei einer Absenkung von 8 m einen nutzbaren Wasserinhalt von 3 260 000 cbm, so daß bei dem zum Inn vorhandenen Gefälle jede Seefüllung einer Leistung von rund 320 000 kWh gleichkommt.

Für die Errichtung eines Wasserkraftwerkes mit Jahresspeicherung war hier eine günstige Voraussetzung gegeben. Dazu kam, daß die Umgebung von Wasserburg, Haag, Isen, Dorfen und St. Wolfgang seit langer Zeit die Elektrizität aus kleinen Wärme- und Dieselmotorenwerken bezog, deren Leistung längst nicht mehr reichte und deren Betrieb unerschwinglich teuer wurde. Zwar stoßen die großen Überlandwerke mit ihren Leitungen an dieses Gebiet, allein sie waren ja kaum in der Lage, die Anschlüsse ausreichend zu versorgen, geschweige denn neue Gebiete aufzunehmen. In diesen Umständen lagen auch günstige Vorbedingungen für die Verwertung der Voraussetzungen in der Errichtung eines neuen Wasserkraftwerkes. Ja, die zunehmenden Schwierigkeiten und die rapid steigenden Preise übten 1921 geradezu einen Zwang aus zur Loslösung des ganzen Gebietes von der Wärme- und Dieselmotorenkraft und zur Umstellung auf die Wasserkraft. Dafür wurden die Kraftwerke Haag A.-G. gegründet mit der Aufgabe, die erforderlichen Wasserkräfte bereitzustellen und deren Übertragung und Verteilung durchzuführen. Bei der Auswahl der Wasserkräfte fiel die Entscheidung auf den Plan zur Ausnutzung des Soyensees unter Einbeziehung

der in der Umgebung vorbei- und zum Inn abfließenden Gewässer, woraus eine mittlere Jahresleistung von 1,8 Millionen kWh erzielt wird, die bei einer Seeabsenkung von 8 m mit 95 vH ausgebeutet und abgegeben werden kann. Das neue Soyenseewerk war als hochwertiges Spitzenkraftwerk anzulegen und so einzurichten, daß jederzeit mit Überlandwerken zusammengearbeitet werden kann. Die jederzeit mögliche spätere Überleitung weiterer Gewässer zur Steigerung der Leistung war bei der Neuanlage ins Auge zu fassen.

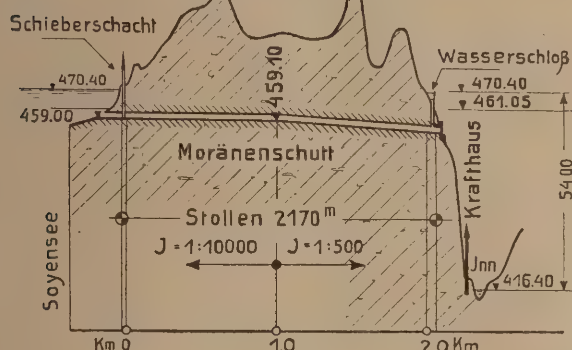






Abb. 1 u. 2. Längenprofil und Lageplan.

Zwischen dem Soyensee und dem Inn liegt ein Höhenzug, ein Moränenhügel des alten diluvialen Inngletschers, der die oberirdische Ableitung des Wassers auf kürzestem Wege nicht zuläßt und bei einer Ableitung auf großen Umwegen die Seeabsenkung einschränkt. Die glatte Lösung bestand daher in der Anlage eines Druckstollens vom See nach dem Inn, der hier in einem tiefen Durchbruchstal mit hohen seitlichen Absturzwänden liegt. Für die Richtung des Stollens nach dem Inn war die Wahl des Krafthausplatzes bestimmend. Nicht jedes Ufer war dafür geeignet, denn einzelne Strecken, insbesondere die Flußkonkaven, sind in einer ständigen Bewegung begriffen und für Bauwerke unbrauchbar. So mußte auf die kürzeste Entfernung verzichtet und in einem Abstand von rund 2,5 km vom See bei Vorderleiten ein Platz für das Krafthaus gewählt werden, der den dauernden Bestand sicherstellt. In Vorderleiten steht unterhalb des Austritts des Druckstollens eine schmale Kiesterrasse in Höhe von 450 und unterhalb am linken Innufer der Krafthausplatz in Höhe von 420 standsicher an, während der Niederwasserspiegel vom Inn auf 416 liegt. Die steilen, z. T. mit Nagelfluhfelsen durchsetzten Abhänge am Krafthausplatz waren ihrer Steilheit halber sehr günstig für die Errichtung der Rohrbahn. Die Stollenrichtung geht von West nach Ost, die Stollenlänge ist rund 2200 m; die Disposition des Werkes war damit im allgemeinen gegeben.

Der Bau wurde 1922 in Angriff genommen. Die Ausführung der ganzen baulichen Anlagen wurde der im Tunnelbau erfahrenen Firma Hallinger & Co., Essen-Hamburg, die Lieferung der Druckrohre der Dinglerschen Maschinenfabrik in Zweibrücken, die Lieferung der Armaturen der Fa. Bopp & Reuther in Mannheim, die Lieferung der Turbinen der Fa. Escher, Wyss & Co. in Ravensburg und die Lieferung der Dynamos und der elektrischen Ausrüstung der AEG in München und Planbearbeitung und Bauoberleitung dem Verfasser bzw. dem Ingenieurbureau Gebr. Hallinger, München übertragen. Da der Bau und die Lieferungen rechtzeitig zur Durchführung kommen, konnte die Eröffnung des Werkes im August 1923 stattfinden.

### Baulicher Teil.

Dieser gliedert sich in folgende Abschnitte:

1. Einleitung des Christophelbaches in den Soyensee,
2. Anlage eines 2170 m langen Druckstollens vom Soyensee nach Vorderleiten am Inn,
3. Bau der Druckrohrleitung vom Stollenende bis zum Krafthaus und
4. Bau des Krafthauses mit kurzem Unterwasserkanal zum Inn.

Die bauliche Anordnung geht aus den Abb. 1—8 hervor.

Die Einleitung des Christophelbaches besteht aus einem Nieder- und aus einem Hochwasserprofil mit beiderseitigen Dämmen. Sie ist rund 300 m lang und im flachen Gelände eingeschnitten. Die Aufnahme des Hochwassers war deshalb begründet, weil einzelne Hochwassertage allein imstande sind, ein etwa entleertes Seebecken zu füllen.

Der Stollen zerfällt in 2 Abschnitte, in die Seestrecke und in die Hauptstrecke. Beide sind durch den Schieberschacht am See unterteilt und für sich abgeschlossen. Die Stollenstrecke vom Schacht nach dem See ist 120 m und die Hauptstrecke vom Schacht nach Vorderleiten 2050 m lang. Die Sohle des Stollens liegt am Anfang auf 461, also 10 m und am Ende auf 459, also 12 m unterm Seespiegel. Der ganze Stollen war daher als Druckstollen auszubilden. Das Stollenprofil ist 2 qm im Lichten weit und eiförmig gehalten. Seine Form und Abmessung geht aus der Abb. 6 hervor. Vom Seeschacht an steigt der Stollen nach der Mitte zu 1:10 000 an. Bei km 1,000 liegt der Brechpunkt und von hier beginnt das Gefälle 1:550. Das Profil wurde in die Nähe der Voreinschnitte mit Eisenbeton und im übrigen mit Stampfbeton, Mischung 1:3:6, 0,15—0,25 m stark ausbetoniert, wasserdicht geputzt und an den beiden Anfangsstrecken außerdem noch mit Teerfaserstoff gestrichen. Der durchfahrene Boden ist Moräne, deren Beschaffenheit vom Fließzustand bis zum Felsen wechselte. Die Höhe der Überlagerung des Stollens schwankt zwischen 20 und 50 m. Die Überlagerung, eine tote Masse, die alsbald das Stollenprofil belastet hat, dient als Auflast und nimmt den Wasserdruck im Innern des Stollens auf.

Für den Stollenbau wurde am Soyensee ein Arbeitsschacht errichtet. In demselben wurde später der zweiteilige Schieberschacht eingebaut, so daß die Strecke vom Schacht nach dem Krafthaus von der Seestrecke abgeschlossen und jeder Teil für sich befahren werden kann. Der Schieberschacht ist in Stampfbeton und in Eisenbeton ausgeführt und nimmt die Dammbalken, den Schützenverschluß und den Feinrechen auf.

Der Stollen zum See endet im zweiteiligen Einlauf mit doppelter Rechenanlage. Die Hauptstollenstrecke ist gerade und endet bei Vorderleiten am Übergang in die Eisenbetondruckrohrleitung. Vor diesem Übergang ist ein kreisrunder Schacht mit 1,50 m Dmr. senkrecht nach oben getrieben. Dieser

Schacht endet im Druckausgleichbecken, das teils durch Anschüttung und teils durch Ausschachtung gebildet im Boden eingebettet und mit Beton ausgekleidet ist. Dasselbe dient zur Aufnahme der Druckstöße und zur Entlastung des Stollens und der Rohrleitung.

Vom Stollenende durchquert die Druckrohrleitung die obere Terrasse und führt dann dem Steilhang hinab zum Krafthaus. Die Druckrohrleitung hat 1,5 m Dmr. und ist in der oberen Zone in Eisenbeton und in der unteren in Eisen ausgeführt. Sie schmiegt sich eng dem Gelände an. Die Anordnung geht aus Abb. 6 hervor. Die eiserne Druckrohrleitung ist auf Betonpfeilern gelagert, die teils im Boden und teils auf die betonierte Rohrbahn gestützt sind. An den Knickpunkten und insbesondere am Übergang des Eisenbetonrohres auf das eiserne Rohr sind Grundpfeiler aus Beton errichtet, welche die Verankerung und Abstützung aufnehmen. Für die Eisenrohrleitung sind genietete Blechrohre mit 5—10 mm Stärke in einzelnen Schüssen von 6—8 m Länge geliefert und am Platze zusammengebaut worden. Die zur Sicherheit erforderlichen Dehnungsmuffen und sonstige Einrichtungen sind entsprechend angeordnet. Auf der Talsohle führt das eiserne Rohr in einen betonierten Schacht nach dem Krafthaus und geht vor demselben in die Abzweige zu den Turbinen über.

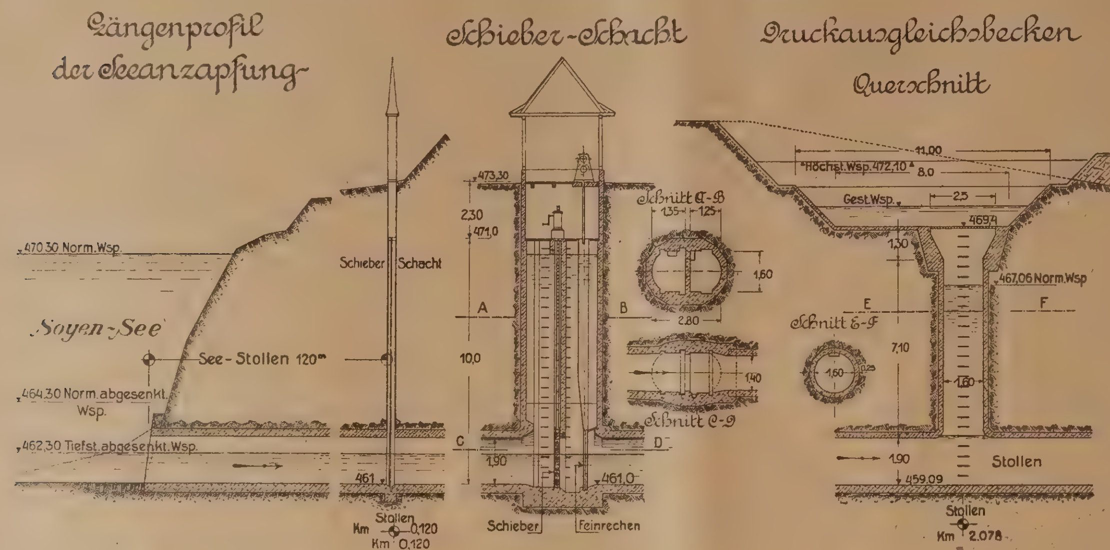



Abb. 3, 4 u. 5. Seestollen, Schieberschacht am See und Druckausgleichsbecken.

Das Krafthaus ist am Fuße des Talhanges und am linken Innufer errichtet. Der Baugrund bestand aus festgelagertem Kies, der dem Bau keine Schwierigkeiten bereitete. Der Inn fließt unmittelbar neben dem Krafthaus vorbei und nimmt das Aufschlagwasser des Werkes auf. Auf seine Wasserstände, die bis zu 5,20 m schwanken, mußte Rücksicht genommen werden.

Das Krafthaus besteht aus einem Unterbau aus Stampfbeton, der in freier Baugrube hergestellt wurde. Der Turbinensumpf und der Ablauf zum Unterwasserkanal, das Fundament für die Turbinen und Dynamomaschinen und das Netz der Kabelkanäle ist in diesem eingebaut. Auf dem Gewölbe des Unterbaues in Höhe der Maschinenhausflur sind die Turbinen und die Generatoren über dem höchsten Innwasserstand auf 420,20 aufgestellt. Über dem Unterbau ist der Maschinenhaushochbau errichtet. Derselbe ist in Ziegelsteinmauerwerk und in Eisenbeton ausgeführt, mit feuersicheren Decken versehen und feuersicher eingedeckt. Dem Bergeshang zu ist der Schaltraum und der Transformatorenraum angebaut und ebenso wie das Krafthaus feuersicher zur Ausführung gebracht. Südlich vom Maschinen- und vom Schalthaus liegen in einem Anbau, vollständig getrennt, zu ebener Erde Werkstätten und Nebenräume und im ersten und zweiten Stock die Wohnräume für die Maschinisten.

Vom Krafthaus führt ein rund 40 m langer geschlossener Unterwasserkanal nach dem Inn. Derselbe ist in Stampfbeton ausgeführt, eingewölbt und überschüttet. Die Einmündung in den Inn ist gepflastert und gegen Hochwasserangriffe gesichert.

### Maschinelle Einrichtung.

Für die Kraftentwicklung sind vorerst zwei Spiralturbinen aufgestellt, während für die dritte Turbine die bauliche Einrichtung getroffen ist.

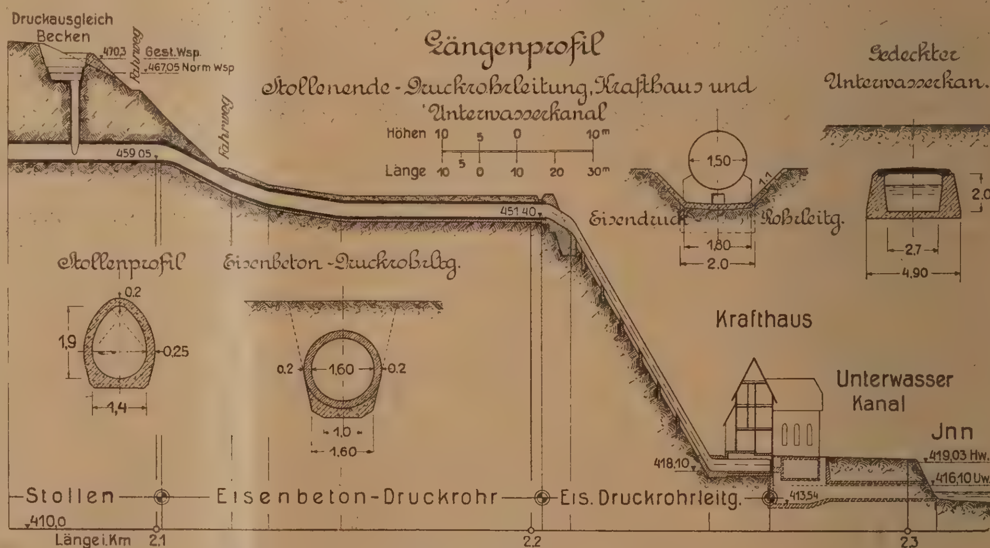



Abb. 6. Druckrohrleitung vom Stollen bis zum Krafthaus.

Die Turbinen sind für folgende Verhältnisse bestimmt:

| Turbine: | | I | II | III |
|---|---|---|---|---|
| Wasserverbrauch Q | = | 800 l/s | 800 l/s | 2[illegible]40 l/s |
| Nutzgefälle H | = | 52 m | 52 m | 52 m |
| Kraftleistung N | = | 440 PS | 440 PS | 1[illegible]0 PS |
| Umlaufzahl n | = | 750 | 750 | [illegible]0 |

Gesamthöchstleistung für Spitzendeckung 2080 [illegible]S.

Den Turbinen wird das Wasser aus der Druckro[illegible]rleitung durch Übergangs- und Verteilungsrohre zugeführt. Diesen sind vor jeder Turbine Absperr- und Entleerungsschieber vorgebaut. Aus dem Verteilungsrohr tritt das Aufschlagwasser in das gußeiserne Spiralgehäuse der Turbine, durchfließt unter Kraftentwicklung das Laufrad und geht durch

ein Saugrohr aus Schmiedeeisen unter Ausnutzung des Sauggefälles verbraucht ins Unterwasser. Jede der Turbinen besitzt einen selbsttätigen Regler, der durch einen Servomotor gesteuert wird. Die Turbinen übertragen die entwickelte Kraft auf die verlängerte Turbinenwelle, die mit einem Drehstromgenerator verbunden ist, wodurch die Turbinenleistung zur Ausführung bringen. Die Beschränkung der Armierung auf den Stollenanfang und auf das Stollenende und die einfache Betonauskleidung für die Hauptstollenstrecke wurde in der Erwartung unternommen, daß trotz der wechselseitigen Beschaffenheit und Verhältnisse ein in der Moräne eingebetteter und von der Überlagerung genügend belasteter Stollen auch

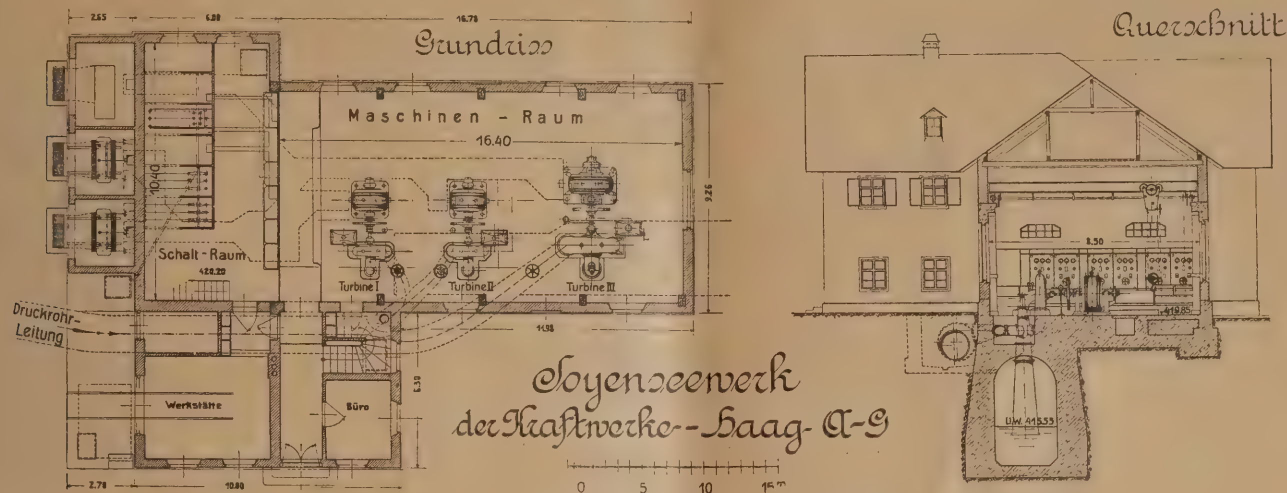



Abb. 7 u. 8. Grundriß und Querschnitt vom Krafthaus.

in Elektrizität umgesetzt wird. Die Generatoren entsprechen den Turbinen und der Turbinendrehzahl. Sie liefern Drehstrom mit 440 Volt Spannung und besitzen eigene Erregermaschinen, die auf der Generatorwelle aufgekeilt sind. Die von den Generatoren erzeugte Elektrizität wird nach der Schalt- und nach der Transformatorenanlage geleitet, auf 20 000 Volt transformiert und durch die Hochspannungseinrichtung nach dem Blitzschutzraum und in die Fernleitung des Versorgungsnetzes weitergeführt. Der elektrische Strom wird im Versorgungsgebiet für Zwecke der Überlandversorgung auf Gebrauchsspannung zurückgeführt und für Landwirtschaft, Gewerbe, Handwerk und Industrie in einer hochwertigen Gegend verbraucht.

### Betrieb und Erweiterung.

Die Aufgabe des Betriebes ist die Lieferung der Elektrizität aus Wasserkraft in die Versorgungsgebiete. Dafür wurden 45 km Fernleitung und die erforderlichen Transformatorenstationen gebaut. Bei dem günstigen Anpassungsverhältnis zwischen dem Speicherwerk am Soyensee und den Ansprüchen der Abnehmer kann nicht bloß im Rahmen der Leistungsfähigkeit dem Bedarf Rechnung getragen und die Wasserkraft der Belastung angepaßt abgesetzt, sondern darüber hinaus noch ein späteres Zusammenarbeiten mit Überlandwerken zwecks Stromaustausch in Aussicht genommen werden. In Isen, ungefähr in der Mitte des Versorgungsgebietes, ist eine Dieselmotorenanlage mit 300 PS für Reserve errichtet, womit die volle Unabhängigkeit und Selbständigkeit des Betriebes gewährleistet ist. Die Möglichkeit, weitere Gewässer in den Soyensee einzuleiten, läßt später eine Steigerung der Wasserkraftleistung aufs 2½fache zu. Außerdem besteht in nächster Nähe in Wasserburg günstige Gelegenheit zur Errichtung eines größeren Flußkraftwerkes am Inn, dem im Zusammen rbeiten mit dem Soyenseewerk eine volle Kraftverwertun sicher ist.

### Baudurchführung.

Aus er Ausführung bietet der Bau des Druckstollens für weite Kreise Interesse, da mit Druckstollenanlagen in letzter Zeit manche ungünstige Erfahrungen gemacht wurden und die Moräne beim Stollenbau gefürchtet ist. Wenn man nun in Soyen den Bau des Werkes überhaupt durchführen wollte, so mußte man den Druckstollen bei den hohen Preisen mit einfachsten Mitteln und zunächst ohne Eisenarmierung dem inneren Wasserdruck ohne Eisenarmierung widerstehen muß, wenn solide Ausführung diesem Umstande Rechnung trägt. Tatsächlich hat sich auch der Stollen im Betrieb vollauf bewährt.

Die Durchführung des Stollenbaues bot mancherlei Schwierigkeiten und kam sogar im Herbst 1922 zum Stehen (km 1,7). In den vom Stollen durchschnittenen Tälern trat Wasser auf und setzte dem Vortrieb und der Betonauskleidung Hemmnisse entgegen. Der freie Vortrieb, der ursprünglich von 2 Seiten (km 2,0 bis km 0,1) flott vonstatten ging, mußte des Wassers halber aufgegeben und der Betrieb unter Druckluft gesetzt werden. Die Druckluft wurde dann für den ganzen Bau beibehalten. Diese dämmte alsbald den Wasseraustritt im Vortrieb ein, machte die Umgebung des Stollens wasserfrei, trocknete vor Ort und erleichterte daher das Vortreiben und insbesondere das Ausbetonieren des Stollens ganz erheblich. Unter Preßluft ging dann der Bau wieder ohne Zwischenfall vonstatten. Der Vortrieb vollzog sich so, daß zwei Mann vorminierten und zwei das Material wegräumten, während weitere zwei mit dem Nachbetonieren beschäftigt waren. Im Vortrieb wurden zum Schutze der Arbeiter eiserne Ausbauringe eingesetzt, die etwas kleiner, als der Stollenausbruch waren und eine leichte Ausschalung des Vortriebes, die je nach der Bodenart mehr oder weniger tief vom Scheitel herab eingesetzt wurde, stützten. Sohle und Leibung des Stollens blieb unverschalt. Der einzelne Vortrieb war 1,25 m lang. In einer Entfernung von 4—5 Vortrieben wurde betoniert. Für das Betonieren wurden eiserne Ringe, die der Form des Stollens genau entsprachen, verwendet und verschalt. Hinter diesen wurde der Beton von oben her erdfeucht eingestampft, während der Scheitel über der Stirne ausbetoniert wurde. Nach 4—5 Tagen wurden die Schalungen herausgenommen und wasserdichter Verputz auf dem frischen Boden aufgetragen. Die Sohle wurde später ausgeglichen und verputzt.

Bei guten Verhältnissen, also bei Sand, Kies und Lehm wurden in der achtstündigen Schicht vor jedem Ort zwei Vortriebe mit zusammen 2,5 m Länge vorminiert und nachbetoniert. Zu beiden Seiten wurden also 3 mal 2 mal 2,5 = 15 m Stollen fertiggestellt. Der Bau des Stollens hat dagegen einen Tagesfortschritt von 7 m zu verzeichnen und es wurden zu der 2170 m langen Strecke rund 300 Arbeitstage aufgewendet. Die Preßluft wurde in einer Stärke, die dem Druck des Grundwassers widerstand, angewendet. Die an-

dauernde Verwendung der Preßluft drängte das Wasser aus der Umgebung des Stollens und des Vortriebes zurück und hielt den fertigen Stollen wasserfrei und trocken. Bei längerem Ausbleiben der Preßluft sammelte sich das Grundwasser wieder in der Vortriebsstrecke und drang in das Arbeitsgebiet ein. Mit der richtigen Baumethode und mit der Preßluftanwendung kam daher der Stollenbau zustande. Ohne derselben wäre der Bau wohl kaum zur Hälfte fertig oder längst der unerschwinglichen Kosten halber eingestellt. Preßluft wurde in zwei eigenen Maschinenstationen hergestellt und eingepreßt. Die eine Station stand neben dem Förderschacht am See, die andere bei km 1,7 im Tale bei Lehen 30 m über dem Stollen.

Am See wurde die Preßluft durch den Förderschacht und bei km 1,7 von der Talsohle aus durch ein Bohrloch nach dem Stollen eingeführt. Die gewählte Arbeitsweise hatte noch den weiteren großen Vorteil, daß die Arbeiter stets mit frischer Luft versorgt waren und ihre vollen Kräfte anspannen konnten. Es wurden heimische Arbeiter verwendet und die Meister dem Stamm der Unternehmerfirma aus dem Ruhrgebiet entnommen.

### Wirtschaftlichkeit.

Die Kosten des Soyenseewerkes betragen einschließlich Kraftübertragung, Fernleitung und einschließlich Transformatorenstationen rd. 2,5 Milliarden Papiermark. Die gewonnene Kraft war bei Fertigstellung des Werkes ausverkauft. Die Versorgungsgebiete, die, wie eingangs schon erwähnt, bisher mit kleinen Wärmekraft- und Dieselmotorenanlagen arbeiteten, mußten für Brennstoffe und für Betriebskosten im August 1923 pro kWh bereits 40—50 000 M aufwenden. Die aus dem Soyenseewerk verfügbare und dem Verkauf unterstellte Kraft ist mindestens 1,25 Millionen kWh jährlich. Zur raschen Abschreibung des Werkes und zur raschen Heimzahlung des Bauaufwandes werden in den ersten Betriebsjahren die für Wärmekraft- und Dieselmotorenbetrieb entstandenen Kosten auch für die Wasserkraft weiterbezahlt, so daß dem Unternehmen, zum Augustpreis gerechnet, eine Jahreseinnahme von 50—60 Milliarden Papiermark zur Verfügung steht, womit die Heimzahlung der Aufwendungen in kürzester Frist sicher ist. Die hohe Wirtschaftlichkeit speicherfähiger Wasserkraftanlagen nach der Art des Soyenseewerkes wird damit aufs neue bestätigt.

### Aufgaben kleiner Speicherwerke im Großversorgungsnetz.

Wasserkraftwerke in der Art des Soyenseewerkes, an verschiedenen Stellen in das Leitungsnetz großer Überlandzentralen eingeschaltet, übernehmen große und wichtige Aufgaben auch dann, wenn sie zu den speicherfähigen Kleinwasserkraftanlagen zählen. Diese Werke müssen:

1. die Landesversorgung bis zur Fertigstellung der Großkraftwerke übernehmen,
2. in deren Absatzgebiet Reserven zur Vermeidung von Unterbrechungen und Störungen innerhalb der ausgedehnten Leitungsnetze bereitstellen,
3. die Deckung der Belastungsspitzen zur besseren Ausnutzung der Leitungsquerschnitte übernehmen,
4. bei Phasenverschiebungen regulierend eingreifen,
5. außerhalb der Großkraftversorgung die Stromlieferung übernehmen und
6. stark belastete Stromverteilungspunkte speisen.

Sie sind daher nicht minder wichtig, wie die Großkraftwerke selbst, ja, sie ersetzen dieselben, wenn Schwierigkeiten im Lande entstehen oder sonstwie die Großkraftwerke versagen. Darüber hinaus sind aber derartige Werke außerordentlich wirtschaftlich und eine Gelegenheit zur Anlage von Spargeldern auf Wertbeständigkeit.

---

# DER WIEDERAUFBAU DES AMMONIAKWERKES OPPAU.

*Von Diplom-Ingenieur Hermann Goebel, Ober-Ingenieur der Badischen Anilin- und Soda-Fabrik, Ludwigshafen a. Rh.*

Fortsetzung (siehe Heft 18).

### Die Dampfturbinenzentrale Op. 99.

Bei der vollständig in Eisenbeton erstellten Dampfturbinenzentrale waren trotz starker Risse in den Bindern und der daraufliegenden Dachhaut und trotz Eindrückens der nord östlichen Giebelwand größere Betonstücke nicht auf die darunter liegenden Dampfturbinen herabgekommen. Diesem Umstand war es zu verdanken, daß die Maschinen vollständig intakt blieben und keinerlei besondere Beschädigungen aufwiesen. Sie konnten also unmittelbar nach der Explosion wiederum in Betrieb genommen werden. Es lag nun die Aufgabe vor, die Wiederherstellung des Baues, die immerhin gemäß der Natur der Zerstörungen einige Zeit in Anspruch nehmen mußte, so zu gestalten, daß die Bauarbeiten den Turbinenbetrieb nicht störten oder beeinflußten. Dies konnte natürlich nur dann möglich sein, wenn auf den Abbruch der stark beschädigten Konstruktionen verzichtet werden konnte. Die schon früher angestellten Erwägungen und Überlegungen waren auch für diesen Bau maßgebend, so daß unverzüglich mit der Wiederherstellung auf Grund des Prinzips der möglichsten Erhaltung begonnen werden konnte.



Abb. 1.



Abb. 2.

Zu diesem Zwecke wurde in der Höhe der Zugbänder ein starkes Podium angebracht, das auf einzelnen hölzernen, über den ganzen Raum verteilten Stützen ruhte. Die Verteilung dieser Stützen geschah in der Weise, daß ein leichtes Hantieren an den Maschinen und deren Inbetriebnahme durchaus möglich war. Die Binder wurden hierauf in derselben schon früher beschriebenen Weise erneuert, wie die Konstruktionsglieder bei anderen Eisenbetonbauten.

Die Zugbänder, die zum Teil gerissen waren, also während der Explosion wirksam gewesen sind, und überall Streckfiguren aufwiesen, wurden, weil ihre Wirkungsweise unter normalen

Verhältnissen gegenüber der Rahmenkonstruktion der Eisenbetonbinder nur eine geringe ist, nicht erneuert, sondern es wurden lediglich die Bruchstellen wieder zusammengeschweißt.

Ein besonderes Interesse dürfte jedoch die nordöstliche Giebelwand beanspruchen, die 0,40 m stark, ebenfalls in Eisenbeton erstellt ist. Sie war in ungefähr $^2/_3$ Höhe wagerecht auseinandergerissen und die beiden hierdurch entstehenden Teile in Form eines stumpfen Winkels nach innen gedrückt, wobei das Auflager auf den darunterliegenden Betonfundamenten als Drehpunkt diente. Bei der Rekonstruktion handelte es sich demnach um zweierlei: es mußte der Unterteil der geborstenen Wand nach außen gedrückt werden, wobei zu erwarten war, daß der darüberliegende obere Teil, der mit dem unteren immer noch durch die Einlageeisen, die nicht gerissen waren, in Verbindung stand, die Bewegung nach außen mitmachte. Zu gleicher Zeit mußte dieser obere Teil auch eine Hebung erfahren.

Während die erstere Bewegung einfach durch angesetzte Streben, die auf Hebeschrauben lagerten, durchgeführt wurde, geschah die Hebung des oberen Teiles durch eiserne, eingezogene Träger, die ebenfalls durch Hebegeschirre gehoben wurden. Beide Bewegungen geschahen gleichzeitig und auf ein gemeinsames Signal. Auch hier ging, ähnlich wie beim Rauchkanal 192, die Verschiebung leicht von statten und bot keine nennenswerten Schwierigkeiten. Nachdem die Wand in ihrer Gesamtheit in ihre alte Lage zurückgebracht war, wurden an der Innenseite zwei Eisenbetonlisenen durch die ganze Höhe durchgeführt und in der alten, zurückgedrückten Mauer verankert. Ihr seitliches Auflager haben diese einesteils in den unversehrten Betonfundamenten, andernteils in den Bindern des Daches. Diese Lisenen sollten das Bestreben der Mauer, wiederum in ihre alte Lage zurückzukehren, aufnehmen. Nach diesen Vorgängen wurden die Risse zu Fugen erweitert und durch Bügel die einzelnen Betonstücke verbunden, in ähnlicher Weise wie bereits bei den anderen Bauten beschrieben wurde.

## DIE WIRKUNGEN DES ERDBEBENS IN JAPAN AUF EINZELNE BAUWERKE.

Die Frage, wie sich einzelne Bauwerke und Bauweisen bei dem Erdbeben in Japan, über das die Tageszeitungen berichteten, verhalten haben, interessiert den Bauingenieur zweifellos, und es ist von besonderem Interesse, was die Zeitschrift „Engineering News Record" in der Nummer vom 27. IX. 1923 in einem vorbereitenden kurzen Bericht darüber mitteilen kann.

Vorerst sei bemerkt, daß der Seismograph die größten Erdbewegungen in vertikaler Richtung mit 7,5, in horizontaler Richtung mit rd. 18 cm gemessen hat, während photographische Aufnahmen Erderhebungen und Vertiefungen bis zu 2 m und mehr und horizontale Bewegungen über 1 m zeigen.

Im allgemeinen konnte festgestellt werden, daß Eisenbeton- und Eisenkonstruktionen sehr widerstandsfähig waren, während Holzkonstruktionen sich sehr wenig bewährt haben. Im einzelnen sind folgende Beispiele bekannt geworden:

Von dem Gebäude der russisch-asiatischen Bank in Yokohama mit der Tragkonstruktion aus Eisenbeton und Ziegelausfachung und einer Steinfassade blieb die Eisenbetonkonstruktion vollkommen erhalten. Das in der Nähe befindliche Gebäude der Firma Cook & Sohn aus Holz und Stein wurde vollständig zerstört und die Menschen in dem Gebäude sind umgekommen.

Das 6stöckige Telephongebäude mit einer Eisenskelettkonstruktion blieb gut erhalten.

Ein runder Lokomotivschuppen aus Eisenbeton blieb ohne sichtbare Risse vollständig erhalten. Diese Beobachtung stimmt sehr gut mit den bei der Explosionskatastrophe in Oppau gemachten Erfahrungen überein, daß Rundbauten sich bedeutend widerstandsfähiger erweisen.

Das Imperial-Hotel aus Eisenbeton und Hohlsteindecken zeigte sowohl gegenüber dem Erdbeben als auch gegenüber dem Feuer ein gutes Verhalten. Die Konstruktion steht in gutem Zustand auch nach dem Erdbeben. Einige andere Eisenbetongebäude blieben erhalten, zeigten aber Rißbildungen.

Die Shimbashi-Eisenbahnstation aus Eisen mit Backsteinwänden ist erhalten geblieben.

Der Wellenbrecher in dem Hafen von Yokohama verschwand bis auf den Endteil mit dem gut fundierten Leuchtturm vollständig.

Zwei Eisenbetonbrücken in einer Gesamtlänge von rd. 30 m mit 3 Spannweiten blieben erhalten.

Die eisernen Brücken zwischen Tokio und Yokohama mit einer Spannweite wurden von den Widerlagern in den Fluß geworfen, wobei die Eisenkonstruktion erhalten blieb.

Eisenbahnschienen zeigen, ähnlich wie dies bei dem Erdbeben in San Francisco bemerkt wurde, Schlangenwindungen mit Wellenlängen bis zu 100 m.

Die Wasserleitung von Yokohama wurde durch die ersten Erdstöße zerstört, und bildeten sich an verschiedenen Stellen der Stadt kleine Geysirs mit ca. 30 cm Dmr.

Die Wasserversorgung von Tokio wurde gleichfalls zerstört, wenn auch das Löschen der großen Brände dadurch nicht unmöglich gemacht wurde.

Schließlich sei noch bemerkt, daß die herabgestürzten elektrischen Leitungen zahlreiche Todesfälle herbeigeführt hatten.

Es ist zu erwarten, daß weitere eingehende Studien an Ort und Stelle durchgeführt werden, über die nach Bekanntwerden laufend berichtet werden soll. E. Probst.

## ZUSCHRIFTEN

### zu „Über das Verhalten des Eisens nach bleibenden Formänderungen und starken Temperaturschwankungen".

Direktor Erlinghagen, Rheinhausen, hat in Heft 19/20 vom 15. 10. 23 des „Bauingenieur" einen Artikel „über das Verhalten des Eisens nach bleibenden Formänderungen und starken Temperaturschwankungen" veröffentlicht, in welchem er besonders die Oppauer Katastrophe und die hierbei gemachten bautechnischen Erfahrungen zum Gegenstand seiner Erörterungen macht. Die sorgfältige und in hohem Maße begrüßenswerte Arbeit, die gewiß eine wertvolle Bereicherung der Literatur bedeutet, müßte jedoch, um den Anspruch auf erschöpfende Vollkommenheit erheben zu können, auch die Resultate von Knickversuchen aufweisen und ebenso das Verhalten des deformierten Eisens gegenüber stark bewegten Lasten feststellen. Mit einer einfachen Bestimmung der Festigkeit, der Dehnung und der Kontraktion ist an und für sich noch recht wenig anzufangen, wenn diese sich nur auf langsam angebrachte Lasten beziehen. Vielmehr müßten auch hier die Wöhlerschen Versuche erneuert werden, soll man von einem zuverlässigen Verhalten des Materials gegenüber allen Anforderungen sprechen können. In Oppau handelt es sich eben bei fast allen Bauten um Konstruktionen, die auf Knick beansprucht sind und fahrbare Krane von hoher Leistungsfähigkeit tragen.

Allerdings sind nach der Explosion Versuche mit deformiertem Eisen von der Bauleitung Oppau nicht angestellt worden. Dafür war die Meinung bezüglich des Einflusses der Streckgrenze damals noch ungeteilt und unzweifelhaft. Unterdessen hat aber Prof. Dr. Schachenmeier seine Arbeiten über die Zähigkeit der Flußeisensorten als Sicherheitsfaktor bei Eisenbauten veröffentlicht. Für die ausgezeichnete Arbeit, die erst in Heft 24 vom Jahrgang 1922 des „Bauingenieur" einem größeren Kreis von Fachleuten zugänglich gemacht wurde, gelten auch die oben angeführten Bedenken.

Wenn aber für den Wiederaufbau von Oppau den Eisenbetonkonstruktionen eine besondere Sorgfalt gewidmet wurde und dann eingehende diesbezügliche Festigkeitsversuche angestellt wurden, so rührt dies nicht etwa von einer einseitigen Stellungnahme der Bauleitung her, vielmehr war der Umstand allein maßgebend, daß es sich bezüglich der Wiederherstellung und Wiederverwendung solcher Konstruktionen um neue Tatsachen handelte, wobei nirgends ein ähnlicher Fall vorangegangen war. Es galt also hier eine Neuerscheinung zu untersuchen und die gewonnenen Resultate der Praxis dienstbar zu machen.

Von entscheidendem Einfluß für die Nichtwiederverwendung be-

schädigter Eisenkonstruktionen aber war ihr leichter Abbruch und der Umstand, daß währenddessen die neuen eisernen Bauglieder, örtlich von der Baustelle getrennt, in den Werkstätten der damit beauftragten Firmen wieder neu erstellt werden konnten. Ein Geradebiegen und Auswechseln der verschiedenen Konstruktionen hätte sicherlich unvergleichlich mehr Zeit in Anspruch genommen als der rücksichtslose, durch keine Einschränkungen bedingte Abbruch und die im Anschluß hieran sofort einsetzende Neuaufstellung. Und auf Zeiteinsparung kam es nach Lage der Sache in Oppau in erster Linie an.

Anders lagen die Verhältnisse bei den Eisenbetonkonstruktionen, wo der Abbruch nur unter erheblichen, zeitraubenden Schwierigkeiten geschehen konnte, die Neuerstellung immer auf die Baustelle allein beschränkt ist und erst nach einer vollständigen Aufräumung in Angriff genommen werden kann. Hier lag also, wiederum unter dem Gesichtswinkel der Zeiteinsparung, das Interesse vor, alle Bauglieder, die irgendwie erhaltungsfähig waren, auch tatsächlich zu erhalten. Der Kostenpunkt aber war erst von zweiter Bedeutung.

Die vollständig neue Aufgabe, die in der Wiederherstellung von Eisenbetongroßkonstruktionen lag, darf als glänzend gelöst gelten. Hierdurch ist von der Eisenbetonbauweise ein Vorwurf genommen, der von ihren Gegnern lange und überall erhoben wurde.

H. Goebel, Ober-Ing. der Bad. Anilin- und Sodafabrik, Ludwigshafen.

---

Zu der wertvollen Arbeit von O. Erlinghagen „Über das Verhalten des Eisens nach bleibenden Formänderungen usw." im Bauingenieur 1923, S. 556 sei mir folgende, rein sachlich gemeinte Bemerkung gestattet:

Auch ich konnte mich beim Lesen der Broschüre der Herren H. Goebel und E. Probst über „Die Lehren der Explosionskatastrophe in Oppau" des Eindrucks nicht erwehren, daß das Eisen in der Beurteilung der Verfasser zu schlecht weggekommen ist, d. h. daß man in manchen Fällen die alte Konstruktion wieder hätte verwenden können. Es ist dabei allerdings zu bedenken, daß man damals in großer Eile und unter dem unmittelbaren Eindruck der furchtbaren Katastrophe an die Wiedererbauung von Oppau gehen mußte. Trotzdem würde man vielleicht heute in einem ähnlich liegenden Falle doch manches anders beurteilen.

Jedenfalls halte ich es für ein Verdienst des Herrn Direktor Erlinghagen, den Fachgenossen erneut die wertvollen Eigenschaften des Eisens bewiesen und vor Augen geführt zu haben.

München, Nov. 1923. Dr. W. Schachenmeier.

---

Vorstehende Zuschrift des Herrn Oberingenieur Goebel bildet eine ebenso wichtige wie wertvolle Ergänzung der Schrift „Die Lehren der Explosionskatastrophe in Oppau für Baustoffe".

Dem nichtunterrichteten Fachmann konnte sich beim Lesen dieser Schrift im Widerspruch zu den bisherigen Erfahrungen die Meinung aufdrängen, daß sich in Oppau nur die Überreste von Eisenbetonbauten in größerem Umfange beim Wiederaufbau verwenden ließen. Nach obigen neueren Ausführungen Goebels hat nur eine ganz ungewöhnliche Zwangslage, nämlich die, ohne Rücksicht auf die Kosten schnell wieder aufzubauen, zum Verzicht auf den zeitraubenden und schwierigen Abbruch der beschädigten Eisenbetonbauten und zur Wiederverwendung aller irgendwie und auch wahrscheinlich nur unter Aufwendung teuerer Verstärkungen erhaltungsfähigen Eisenbetonbauteile geführt.

Die leichte Beseitigungsmöglichkeit der beschädigten und schnelle Anfertigungsmöglichkeit der neuen Eisenkonstruktionen wies unter der gleichen Zwangslage auch hier den von den Verfassern beim Wiederaufbau eingeschlagenen Weg. Im Hinblick auf den hohen Materialwert der alten Konstruktionsteile war dieses Verfahren bei den Eisenbauten vielleicht auch zugleich das wirtschaftlichere.

Da in der oben erwähnten Schrift keinerlei Angaben über die Kosten der Wiederaufbauarbeiten gemacht sind, kann das Bauwesen daraus leider nur einseitige Lehren ziehen, denn im allgemeinen wird im Gegensatz zu Oppau die Zeitersparnis der Kostenfrage unterzuordnen sein.

Herr Ober-Ing. Goebel hat inzwischen die Absicht bekundet, die Fachwelt auch über den Wiederaufbau des Ammoniakwerkes in Oppau zu unterrichten. Es wäre dankbar zu begrüßen, wenn diese Veröffentlichung auch vergleichende Kostenangaben enthalten würde, und so die in Oppau nach jeder Richtung hin gewonnenen Erfahrungen der Fachwelt dienstbar gemacht werden können. Dr.-Ing. Fischmann.

---

## Personalnachrichten.

**Der erste weibliche Ehrenbürger an einer Technischen Hochschule.**

Frau Geheimrat de Thierry, die Gattin des Vorsitzenden der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, wurde von der Technischen Hochschule Berlin zum akademischen Bürger ehrenhalber ernannt in dankbarer Anerkennung der Verdienste, die sie sich um die Hochschule erworben hat.

Rektor und Senat der Technischen Hochschule Danzig haben unterm 22. November 1923 nachbenannten Herren verliehen: Die Würde eines Ehrenbürgers der Technischen Hochschule Danzig: Herrn Friedrich Hoffmann, Kurator der Albertus-Universität in Königsberg und Herrn Dipl.-Ing. Dr.-Ing. e. h. Hermann Klamme in Königsberg wegen ihrer Verdienste um die Förderung der Techn. Hochschule Danzig und insbesondere um den Ausbau des Nagelsberges; die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber: Herrn Professor Dipl.-Ing. B. Berrens, Dekan der deutsch-chinesischen Tung Chi Technischen Hochschule in Shanghai-Woosung wegen seiner Verdienste um die Ausgestaltung des deutschen technisch-wissenschaftlichen Unterrichts im fernen Osten. — Herrn Dipl.-Ing. Carl Regenbogen, Maschinenbaudirektor der Friedrich Krupp A. G., Kiel, Germaniawerft, wegen seiner Verdienste um die Entwicklung des Dieselmotors für den Schiffsantrieb und die Ausbildung der Normen für den Handelsschiffsbau.

Die philosophische Fakultät der Friedrich-Alexander-Universität Erlangen verlieh am 5. Dezember 1923 unter dem Rektorat des Herrn Professors Dr. jur. Erwin Riezler dem Herrn Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. e. h. der Techn. Hochschule Dresden Eduard Faber in München, der als Leiter des technischen Amtes des Bayerischen Kanalvereins durch jahrelange, ebenso wertvolle wie erfolgreiche Arbeit und vortreffliche Denkschriften die Grundlagen für den Umbau des Ludwig-Donau-Main-Kanals zu einer Großschiffahrtsstraße geschaffen und sich bei seiner Tätigkeit die Eingliederung des bayerischen Kanals in das ganze deutsche Fluß- und Kanalnetz mit weitem Blick und vollem Verständnis für das gesamte deutsche Wirtschaftsleben zum Ziel gesetzt hat, ehrenhalber Grad und Würde eines Doktors der Staatswissenschaften (Dr. rer. pol.).

Auf einstimmigen Antrag der Bauingenieur-Abteilung haben Rektor und Senat der Techn. Hochschule Stuttgart Herrn Prof. Georg Kapsch in Graz in Anerkennung seiner Verdienste um die Vertiefung der Theorie und um die Gestaltung eiserner Brücken zum Dr.-Ing. e. h. ernannt.

---

## Berichtigung zum Aufsatz Sichardt.

1. In Heft 22 in dem Aufsatz Sichardt: „Fortschritte des Grundwasserabsenkungsverfahrens usw." gehört zu Abb. 5 „Neue Schleuse in Södertälje" das unter Abb. 9 gebrachte Bild, während zu Abb. 9 „Wasserkraftanlage in Altöls" das unter Abb. 5 gebrachte Bild gehört.

2. Auf S. 603, 2. Spalte, erster Absatz, muß es heißen: „Druckluft" statt Druckwasser.

3. Auf S. 607, 1. Spalte, vorletzter Absatz, muß es heißen: „Einen gewissen Anhalt für praktische Fälle gibt die nebenstehende Zusammenstellung".

## Berichtigung zum Aufsatz Künzel.

„Ununterbrochen eingespannte Abdichtung eiserner Bauwerke, ein neues Konstruktionsprinzip".

Durch ein von der Schriftleitung nicht verschuldetes Versehen haben die Abbildungen des vorgenannten Aufsatzes falsche Nummern erhalten.

Es muß sein: Abb. 1 = Abb. 8, Abb. 2 = Abb. 7, Abb. 3 = Abb. 6, Abb. 4 = Abb. 1, Abb. 5 = Abb. 2, Abb. 6 = Abb. 3, während die links von Abbildung 3 stehende Figur Abbildung 4, die rechts von Abbildung 3 sich befindende Abbildung 5 ist.

---

# LITERATURSCHAU.

*Gesammelt und geordnet von Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.*

### Baustoffkunde.

1399. Schmelzzement. Von Dipl.-Ing. A. Troche, Darmstadt. Beton und Eisen 1923, Nr. 22, S. 271—276, mit 11 Abb. Nach einem Vortrage von Ing. R. Christiani, Kristiania. Ergebnisse einer langen Versuchsreihe. Herstellung von Schmelzzement unter Verwendung verschiedenartiger Mörtel. Schnelles Abbinden bis zur endgültigen Erhärtung ergibt erhebliche Zeitersparnisse. Infolge möglicher Montage ohne besonderer Unterstützung sowie hoher Widerstandsfähigkeit gegen Seewasser gewinnt der Schmelzzement an Wert.

1400. Über Titan im Grauguß. Von E. Piwowarsky, Aachen. Stahl und Eisen 1923, Nr. 49, S. 1491—1494, mit 7 Abb. Mitteilung aus dem Eisenhüttenmännischen Institut der Technischen Hochschule Aachen. Kritik früherer Versuche und Arbeiten betreffend den Einfluß von Titan, eigene Versuche, deren Ergebnisse.

1401. Analyse der mit Zement zubereiteten Mörtel. Von Ing. A. Laudini, Bologua. Le Industrie Costruttive, Nr. 11, 20. Jg., S, 97—100. Untersuchungen der Versuchsanstalt zur Prüfung von Baumaterialien an der Ingenieurschule Bologna.

1402. Wirkung von Chloriden und Sulfaten auf Abbinden und Erhärten des Portlandzementes. Von F. Ferrari. Aus Le Industrie Costruttive, Nr. 11, 20. Jg., S. 105—106. Versuche über den Einfluß solcher Zusätze, namentlich auf die Abbindezeit.

1403. Die Zementfabrik von Segni (Rom). Von F. Ferrari. Aus Le Industrie Costruttive, Nr. 11, 20. Jg., S. 101 bis 105, 14 Abb. Genaue Fabrikbeschreibung. Die mechanische Ausrüstung wurde vom Grusonwerk der Fa. Krupp geliefert.

1404. Torkretbeton als Schutz für Eisenkonstruktionen. Von Reg.-Baumstr. Breitung, Berlin-Lichter-

felde. Beton und Eisen 1923, Nr. 22, S. 276—278, mit 3 Abb. Beschreibung des gelegentlich des Straßenbrückenumbaues beim Stadtbahnhof Lichtenberg- Friedrichsfelde (Berlin) ausgeführten Spritzbetonverfahrens.

1405. Ganzjährige Ziegeleibetriebe. Von A. Olsen, Kopenhagen. Tonindustrieztg. 1923, Nr. 99, S. 755 bis 756, mit 2 Abb. Von den beiden Arten von Ziegeleien, solchen mit Sommerbetrieb oder mit Jahresbetrieb, wird letztere, besonders ihre Bauart und Wirkungsweise, behandelt

1406. Die Bedeutung der chemischen Kontrolle und der Einrichtung von Laboratorien in den Zementfabriken. Von J. U. Le Ciment 1923, Nr. 10, S. 319—323, mit 1 Abb. Erörterungen über den Vorteil der dauernden Kontrolle der Zementfabrikation durch Chemiker und Vorschläge für zweckmäßige Anlage von Laboratorien.

### Baumaschinen.

— — — —

### Statik und Festigkeitslehre.

1407. Die Berechnung des oberen Rahmenwindverbandes bei einer Eisenbetonbogenbrücke mit angehängter Fahrbahn. Von Reg.- und Baurat a. D. Dr.-Ing. Walter Nakonz. Die Bautechnik 1923, Nr. 52, S. 491—493, mit 22 Abb. (Schluß aus Nr. 51.) Statische Berechnung genannter, statisch unbestimmter Konstruktion.

1408. Einflußlinien der Schubspannungen und der Biegungsmomente des durchlaufenden Balkens auf elastisch drehbaren Stützen. Von Ing. O. Belluzzi. Il Cemento, Nr. 11, 20. Jg., S. 97 bis 100. Ableitung von Formeln zur analytischen Bestimmung der Einflußlinien.

1409. Lastenzüge und zulässige Beanspruchungen für die Berechnung von Eisenbahnbrücken. Von Reg.-Baurat Kuhnke, Berlin-Halensee. Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Nr. 93/94, S. 557—560, mit 4 Tafeln und 1 Abb. Historische Folge der einschlägigen Bestimmungen, Einteilung Art der Lastenzüge, Klassifizierung der Eisenbahnbrücken, zulässige Beanspruchungen für Fluß- und Schweißeisen.

1410. Das Subpositionsgesetz bei Wölbtragwerken. Von Dr. rer. techn. E. Proksch, Sinaia, Rumänien. Beton und Eisen 1923, Nr. 22, S. 269—271, mit 2 Abb. Verfasser geht von der Annahme aus, daß das unbestimmte System für gewisse Belastungsfälle eine neue Gleichgewichtslage sucht, welche dem Gesetz der Supposition nicht völlig entspricht.

1411. Die Berechnung verankerter Masten. Von Sainflou. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 20, S. 487—491, mit 8 Abb. Kritische Untersuchung der Verfahren zur Berechnung der von Ankerseilen ghaltenen Masten, wie sie bei Funkenstationen zur Anwendung kommen.

1412. Über den Einfluß der Temperaturänderungen auf den Durchmesser eines Druckstollens. Von Dipl.-Ing. W. Sattler, Zürich. Schweiz. Bauzeitung 1923, Nr. 23, S. 293—295, mit 5 Abb. Berechnung der Formänderung des Stollenquerschnittes, infolge gleichmäßig eintretender Abkühlung, die beim Betrieb des Stollens infolge des durchfließenden Betriebswassers verursacht wird.

1413. Die Berechnung der Druckfestigkeit eines beliebigen Einzelfeldes des mehrfach gestützten Stabes. Von Dr. H. Zimmermann, Berlin. Zentralblatt der Bauverwaltg. 1923, Nr. 91/92, S. 545—546. Berechnung unter Heranziehung der sogen. Spannziffer sowie der Schätzung des Hilfswinkels.

1414. Theorie und Praxis der Kerbschlagprobe. Von Baurat Prof. Dr. P. Fillunger, Wien. Schweiz. Bauztg. 1923, Nr. 22, S. 284—289, mit 11 Abb. Schluß zu S. 268. Experimentelle Prüfung der Theorie. Versuchsergebnisse mit anderen Metallen, die physikalische Bedeutung der Materialkonstanten, kurze übersichtliche Kritik der bisherigen Untersuchungen.

1415. Aus neueren Versuchen über die Druckfestigkeit des Betons. Von Otto Graf, Stuttgart. Tonindustrie-Zeitung 1923, Nr. 94, S. 715—716. Einfluß grober Zuschläge, des Wasserzusatzes im Zementmörtel und Beton. Vorausbestimmung der Druckfestigkeit des Betons auf der Baustelle; zweckmäßige Gliederung des Sandes.

### Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

1416. Die Bewegungserscheinungen an der Beton-Straßenbrücke in Saarbrücken. Von Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin. Deutsche Bauzeitung 1923, Nr. 17, Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbetonbau. S. 115 bis 116. Abschließende Erörterungen über die endgültige Klärung gen. Bewegungserscheinungen. Ursache bildete der Überdruck des Füllmaterials, der bei abwechselnder Belastung und Entlastung eine Verschiebung des Angriffspunktes des Erddrucks zur Folge gehabt hat.

d) Eisenbetonbrücken.

1417. Die Caudelier-Brücke, die längste Eisenbahnbrücke in Eisenbetonkonstruktion. Le Ciment 1923, Nr. 9, S. 303—304. Die Brücke überspannt mit einem Bogen von 64 m lichter Weite die Sambre und liegt in der Strecke Paris—Berlin.

e) Eiserne Brücken.

— — — —

### Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

### Gründungsarbeiten usw.

— — — —

### Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1418. Die Staulinie. Von Ing. E. Franz. Mitteilungen des Hauptvereins deutscher Ingenieure 1923, Nr. 10, S. 150 bis 152, mit 1 Abb. Ableitung der Gleichung für die Staulinie.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1419. Festigkeitsfragen bei Flußfahrzeugen. Von Dr.-Ing. Wrobbel, Swinemünde. Werft, Reederei, Hafen 1923, Nr. 21, S. 535—542, mit 12 Abb. Wirtschaftliche Ausnutzung eines Werftterrains durch den Bau von Flußschiffen auf Längshelligen; Einflüsse verschiedener Belastungsverhältnisse auf Flußschiffe an Hand ausgeführter praktischer Messungen und Rechnungsergebnisse.

1420. Kranbahnfundamente im Hafen Grimberg der Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G. Von A. Konrad, Essen. Zentralblatt der Bauverwaltg. 1923, Nr. 97/98., S. 577—582, mit 18 Abb. Beschreibung der Hafenanlagen, statische Berechnung der Fundamente, konstruktive Ausbildung, Einflußlinien.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1421. Entwurf zur Regulierung der oberen Seine und ihrer Nebenflüsse durch Anlage von Staubecken. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, S. 495—497, mit 1 Abb. Besprechung eines Entwurfes zur Anlage von Talsperren im Oberlauf der Seine als Hochwasserschutz für die Stadt Paris.

1422. Über Entwurf und Bauausführung amerikanischer Talsperren. Von Ing. H. Fernau. Zeitschrift des Österr. Ing.- und Arch.-Vereins, Nr. 46/47, S. 302 bis 307. Talsperren aus Mauerwerk, Berechnung, Wahl der Baustoffe, Bauausführung, Herrichtung der Baugrubensohle, Erzeugung und Verarbeitung des Betons; Talsperren in aufgelöster Bauweise als Erddämme, Steinschüttung; Nebenanlagen, Baumaschinen.

1423. Wärmespeicher in Verbindung mit Wasserkraftanlagen. Von F. Besser, Berlin-Zehlendorf. Zentralblatt d. Bauverwaltg. 1923, Nr. 97/98, S. 575—577, mit 3 Abb. Es wird die Wirkungsweise der Dampfspeicher erläutert, ihre Anwendungsmöglichkeit bei Wasserkraftanlagen erörtert und die Heizung von Dampfkesseln durch Elektrizität beschrieben.

1424. Versuche mit Betonröhren für Hochdruckleitungen. Von Dr. F. Emperger, Wien. Deutsche Bauzeitung 1923, Nr. 17. Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau, S. 113—115, mit 5 Abb. Kurze Angabe der Berechnungsweise und Versuchsvorgänge verschiedener Betonrohrkonstruktionen.

### Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1425. Die Wirtschaftlichkeit der Anwendung flüssiger Luft als Sprengmittel. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 20, S. 497 und Revue de l'Industrie minérale, 1. August 1923. Bericht über Erfahrungen mit flüssiger Luft als Sprengmittel im Bergbau. Teilweise wurden 30 % Ersparnisse gegenüber anderen Sprengmitteln erzielt.

### Straßenbau.

— — — —

### Eisenbahnbau und -betrieb.

1426. Die Sahara-Eisenbahn. Von Prof. F. Baltzer. Zentralblatt der Bauverwaltg. 1923, Nr. 97/98, S. 573—575, mit 1 Abb. Es wird der im Laufe der letzten 10 Jahre unter-

nommenen Vorarbeiten Erwähnung getan; im besonderen werden die an dieses Projekt gestellten Anforderungen aufgezählt. Überschlägiger Vorentwurf der Linienführung, Kostenanschlag und wirtschaftliche Erwägungen.

1427. Zur Bildung von Zügen mit Kunze-Knorr-Bremse. Von Reg.-Baurat Röbe. Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltg. 1923, Nr. 48, S. 789 bis 790. Schilderung einiger diesbezüglicher Einzelheiten der Zugbildung des Bahnhofs Nordhausen.

1428. Die elektrischen Zeitdienstanlagen im Reichsbahnbezirk Berlin. Von J. Wiligut, Siemens & Halske, A.-G. Zeitschr. d. V. D. I. 1923, Nr. 47/48, S. 1082 bis 1084, mit 6 Abb. Übermittlung der Sternwartenzeit an Bahnhöfe von einer Zentraluhrenanlage aus. Bei sparsamster Verwendung von Leitungsmaterial, einfachster Wartung und geringster Unterhaltungskosten. Dauernde Einstellung infolge Verwendung des M. E. Z.- (Mitteleuropäischen Zeit-)Zeichens.

### Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

— — — —

### Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

— — — —

### Holzbau.

— — — —

### Städtebau und städtischer Tiefbau.

1429. Wasserversorgung mit Flußwasser oder mit künstlich erzeugtem Grundwasser. Von Baurat Dr.-Ing. Scheelhaase, Frankfurt a. M. Gesundheits-Ing. 1923, Nr. 48, S. 461—464, mit 5 Abb. Verfasser empfiehlt bei Erweiterungs- oder Neuanlagen zwecks Wassergewinnung Ausnützung vorhandenen Grundwassers unter künstlicher Vermehrung der Ergiebigkeit desselben.

1430. Die Normung im Rohrleitungsbau. Von Dipl.-Ing. O. Ginsberg, Heidelberg. Gesundheits-Ing. 1923, Nr. 49, S. 469. Aufruf zur endgültigen einheitlichen Normung.

1431. Disposition und Berechnung der Wasserleitungsnetze großer Ortschaften und Städte. Von Dir. H. Peter, Zürich. Selbstauszug aus einem Vortrag. Das Gas- und Wasserfach 1923, Nr. 48, S. 698. Kurzer Beitrag zur genannten Berechnung unter Bezugnahme auf die Formeln von Darcy und Kutter.

1432. Die Verwertung des Methans aus Faulräumen. Von Dr.-Ing. K. Imhoff, Essen. Das Gas- und Wasserfach 1923, Nr. 49, S. 705—707, mit 7 Abb. Die den Faulräumen entweichenden, durch biologische Zersetzung aus Schlamm entstehenden und infolge ihres hohen Gehaltes an Methan brennbaren Gase werden aufgefangen und als Wärmesowie krafterzeugende Gase verwandt.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

— — — —

### Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

1433. Einrichtungen zum Schutz von Schwachstromkabeln gegen die induktiven Einwirkungen des Fahrstromes bei elektrischen Bahnen. Von Dr.-Ing. J. Kühle, Mannheim. Der elektrische Betrieb 1923, Nr. 22, S. 241—243, mit 6 Abb. Untersuchungsergebnisse aus dem elektrischen Laboratorium der Süddeutschen Kabelwerke.

### Bauunfälle.

— — — —

### Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

— — — —

### Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

1434. Werkwohnung und Mieterschutz. Von Dr. Brunner, Dresden. Tonindustrie-Ztg. 1923, Nr. 96, S. 732 bis 733. Das Gesetz vom 11. Mai 1920, das mit der bisher allgemein üblichen Auffassung, das Werkwohnungsverhältnis ist der Ausfluß eines Dienstverhältnisses, nicht eines Mietverhältnisses, brach, wird einer näheren Kritik unterzogen.

1435. Die Anwendung des Taylorverfahrens in einem Fabrikbetrieb in Limoges. Von René H. Bender. Le Génie Civil 1923, Bd. 83, Nr. 20, S. 491—495 mit 3 Abb. Mitteilungen über die Ergebnisse und die Erfahrungen, die mit dem Taylorverfahren in einer Maschinenbauwerkstätte gemacht wurden.

1436. Verrechnung der Werkstättenarbeiten. Von Ing. R. Lobstein, Nestomitz a. d. E. Mitteilg. d. deutsch. Ing.-Vereins i. Mähren 1923, Heft 10, S. 152—155. Aufstellung von Verrechnungskarten; Verwendung für Kontenaufstellung, einmal für die Lohnbeträge, zum anderen für die Materialbeträge als Vorarbeit für die Buchhaltung.

1437. Die Inflation als Problem der Mechanik. Von A. Wichert und Th. Buchhold, Mannheim. Zeitschr. d. V. d. I. 1923, Nr. 47/48, S. 1073—1077, mit 9 Abb. Die Inflation, nicht als Ursache der Geldentwertung; Folgen des Überganges zur Goldmarkrechnung; Gleichungen für die natürliche Inflation — Neuvalutanotierung — bei verschiedenen Spannungszuständen auf dem Geldmarkt. Art der Vorausbestimmung des täglichen Notenbedarfs.

1438. Die Statistik als Maßstab der Erfolge im Eisenbahnbildungswesen. Von Reg.-Baurat K. Götter, Berlin, Ztg. d. Vereins deutscher Eisenbahnverwaltg. 1923, Nr. 48, S. 792—795. Die Ausführungen beziehen sich im wesentlichen auf die Güte des Beamtenmaterials nach dem Kriege, dessen Ausbildungsweise mit Rücksicht auf die Betriebssicherheit.

1439. Beförderung — eine Ware. Von Dr.-Ing. Gläsel, Dresden. Zeitschrift des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1923, Nr. 47, S. 774—776. Bezugnehmend auf die Forderung des Herrn Reichsverkehrsministers, der Reisende müsse behandelt werden, wie im kaufmännischen Geschäft der Kunde, fordert Verfasser Hebung des kaufmännischen Geistes bei der Reichsbahn nach amerikanischem Vorbild.

1440. Personalabbau bei der deutschen Reichsbahn. Von Dr. jur. Scheu. Min.-Rat im Reichsverkehrsministerium. Ztg. d. Vereins deutsch. Eisenbahnverwaltungen 1923, Nr. 47, S. 773—774. Verfasser beantwortet lediglich die Frage, ob eine stärkere Verringerung des Personals ohne schwere Erschütterungen des Betriebes möglich ist; ihm dient als Unterlage der Vergleich des Personalverbrauches der Jahre 1913 und 1922.

1441. Beförderungsselbstkosten im Eisenbahngüterverkehr in ihrer Abhängigkeit von der Reiselänge. Von Dr.-Ing. Kümell, Elberfeld. Verkehrstechnische Woche 1923, Heft 45/48, S. 342—346 mit 4 Abb. Es wird das Verhältnis von Zugbeförderungs-, Abfertigungs- und Umstellkosten zur Reiselänge und deren einzelner Einfluß auf die kilometrischen Kosten besprochen und zeichnerisch zum Ausdruck gebracht.

1442. Die wirtschaftlichste Verbindung dreier Punkte. Von Ing. Dr. techn. R. Lamberg, Reichenberg. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1923, Nr. 46/47, S. 307—308 mit 2 Abb. Analytische und geometrische Lösung.

### Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

1443. Der Barock in der Deutschordensresidenz Ellingen. Von Arthur Schlegel. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1923, Nr. 95/96, 97/98, mit 22 Abb. Auszug aus der Doktordissertation des Verfassers. Ursachen und Grundzüge des gen. Barock an Hand kurzer Biographien der einzelnen in der Folge in E. beschäftigten Architekten.

1444. Die Internationale Konferenz für Bauwesen und öffentliche Arbeiten in Prag, 2.—7. September 1923. Le Ciment 1923, Nr. 9, S. 293—299. Bericht über die Tagung, auf der Deutschland nicht vertreten war.

---

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Tränkungsanstalt für Holzschwellen.

Die gesteigerte Nachfrage nach getränkten Schwellen, Stangen und Hölzern für Brückenbauten hat die Wood Preserving Co. in Louisville, Ky., veranlaßt, eine neue moderne Tränkungsanstalt zu erbauen. Die Gesellschaft tränkt sowohl eigene als auch fremde Schwellen entweder mit Kreosotöl oder Zinkchlorid oder mit einer Mischung aus beiden Stoffen. Die Leistungsfähigkeit der Anlage schwankt zwischen 4000 und 5000 Schwellen im 12-Stundentag. — Die Tränkungsanstalt ist in einem sehr holzreichen Gebiet erbaut und liegt an einem Knotenpunkt mehrerer großer Eisenbahnlinien, die einen guten An- und Abtransport der Schwellen gewährleisten. — Im Stapelhof sind alle Schienenwege 3gleisig, um sowohl Normalspur als auch 75 cm-Spur verwenden zu können, so daß es möglich ist, von den normalspurigen Wagen unmittelbar auf die Werkbahn zu verladen, mit welcher die Schwellen und Hölzer in die Tränkungsanstalt zur Behandlung befördert werden. Das Be- und Entladen der Schwellen geschieht ausschließlich von Hand, da billige farbige Arbeitskräfte zur Verfügung stehen. In 8 Stunden kann ein Mann 300 bis 500 Schwellen entladen und aufstapeln; die Arbeit wird im Akkord ausgeführt. Die Tränkungsanstalt enthält 2 Tränkungszylinder von 2,28 m Drm., 40 m Länge und 22 mm Wandstärke. Die Zylinder können einen Druck von 21 Atm. aushalten, der Betriebsdruck wird aber nie größer als 12 Atm. Über

den Druckzylindern liegt je 1 Zylinder von denselben Abmessungen wie oben, der die Tränkungsflüssigkeit aufnimmt. Die zu tränkenden Schwellen werden auf Wagen in die Zylinder eingebracht, von denen einer etwa 70 Schwellen von 17,8 × 20,3 cm Querschnitt faßt. In die Druckzylinder können 16 Wagen mit 2,44 m langen oder 15 Wagen mit 2,60 m langen Schwellen eingebracht werden. In Verbindung mit der Tränkungsanlage ist eine Pump- und Kompressorenstation eingerichtet, welche die Tränkungsflüssigkeit zu den Druckzylindern transportiert bzw. den Überdruck in den Zylindern herstellt. Die Aufbewahrung der Tränkungsflüssigkeit erfolgt in 4 Stahlbehältern, die auf Eisenbetontürmen aufruhen. (Aus Eng. News Record 1923, Heft 18 v. 3. Mai 1923.) Dr.-Ing. Finter.

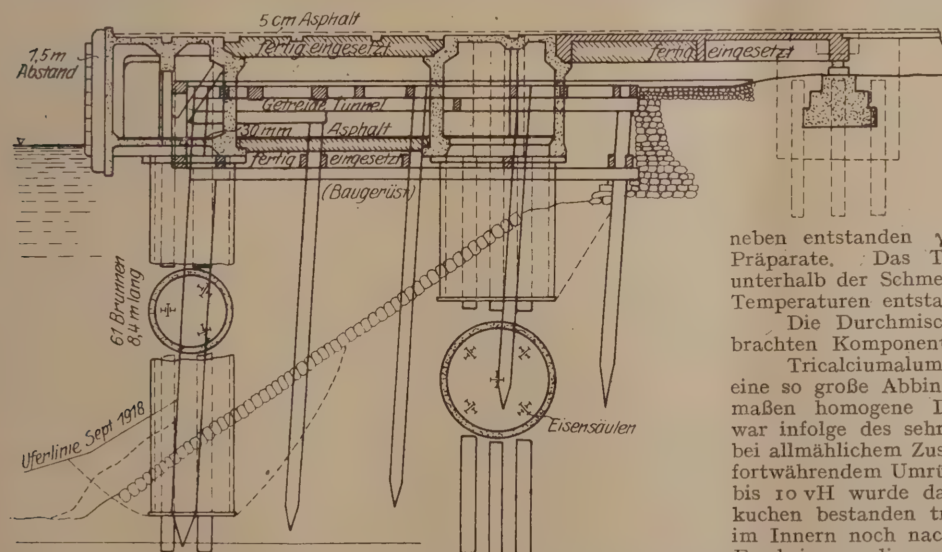
## Wasserkraftanlagen in Kalifornien.

Die rasche Zunahme der Bevölkerung und die starke Ansiedlung von Industrie in Mittel- und Südkalifornien hat eine gesteigerte Nachfrage nach elektrischer Energie mit sich gebracht. Als Hauptspeicherbecken wird der Huntington-See benutzt, dessen Wasserspiegel 2100 m über dem Meeresspiegel liegt, und der ein Einzugsgebiet von ca. 200 km² besitzt. Augenblicklich werden 140 000 PS bei einer Druckhöhe von 1440 m gewonnen. Im weiteren Ausbau sollen 100 000 PS, später nochmals 122 000 PS nutzbar gemacht werden. Die Ableitung der zur Verfügung stehenden Wassermengen bot insofern Schwierigkeiten, als ein mächtiger Gebirgsstock von rund 3000 m Höhe mit einem Tunnel von 17,7 km zu durchstoßen war. Um die sehr große Bauzeit dieses Tunnels möglichst abzukürzen, entschloß man sich, unter Vergrößerung der Tunnellänge die Tunnelachse derart zu legen, daß gleichzeitig an 6 Orten mit dem Bau begonnen werden konnte. Dadurch wurde allerdings die Tunnellänge um rd 3 km vergrößert, die Bauzeit aber wesentlich verkürzt. Die 3 vorzutreibenden Tunnel haben eine Länge von 10,60 km, 3,63 km und 6,38 km. Vor Inangriffnahme des Baues mußten umfangreiche Straßen- und Wegebauten in dem zerklüfteten und stark bewaldeten Gelände vorgenommen werden, die längere Zeit in Anspruch nahmen. An den beiden Querschlägen und den Tunnelhäuptern wurden große Barackenlager erstellt, in welchen den Arbeitern Wohnung, Erholung und Zerstreuung geboten wird. Die Verbindung der einzelnen Lager untereinander und mit der etwa 100 km entfernten Stadt Fresno geschieht ausschließlich auf funkentelegraphischem Wege. (Aus Eng. News Record 1923, Heft 18 v. 3. Mai 1923.) Dr.-Ing. Finter.

## Kai aus fertigen Eisenbeton-Hohlkörpern.

In England tritt das Bestreben stark hervor, die Kosten für Ingenieurbauten aus Eisenbeton dadurch herunter zu drücken, daß die Bauten aus einzelnen, vorher fertiggestellten Werkstücken zusammengesetzt werden. Ein bemerkenswertes Beispiel für diese Bauart aus neuester Zeit ist die Trafford-Kaianlage am Manchesterkanal, bei der überhaupt nur fertige Werkstücke verwendet worden sind. Das Bauwerk zeigt 2 Längsreihen brunnenartiger Hohlzylinder als Gründung, auf denen riesige, kammerartige Hohlblöcke aufgelagert sind. Die Kaioberfläche wird durch eingehängte Eisenbetonplatten gebildet. (Vgl. Abb.).

Die Hohlzylinder der äußeren Reihe sind 1,95 m stark, nahezu 8,4 m lang und haben 11 cm Wandstärke, die der inneren Reihe dagegen sind 2,7 m stark, 3,6 bis 5,1 m lang je nach den Uferverhältnissen, und haben 15 cm Wandstärke. Die Zylinder wurden auf dem Werkplatz stehend mit Hilfe von Formen in einer Länge hergestellt und nach Erhärtung mittelst Kranes eingesetzt. Um die Zylinder mit dem Kran in lotrechter Lage fassen und bewegen zu können, war ein besonderer Druckring für den Zylinderkopf konstruiert worden.




Die Gründungssohle im Kanalbett wurde ausgebaggert, darauf je eine Gruppe von 3 bzw. 5 Längseisen von kreuzförmigem Querschnitt (vgl. Abb.) eingerammt, der Zylinder übergesteckt, mit Hilfe des Tauchers nach Höhe und Lage gerichtet und danach verankert. Nunmehr wurde eine Sohlschicht Schüttbeton eingebracht, der Brunnen nach ihrer Erhärtung ausgepumpt und dann im Trockenen mit Beton weiter bis zum Rande gefüllt, sowie der Kopf vorbereitet, um die Enden je zweier der Hohlkammern aufzulagern, aus denen der Kai aufgebaut ist. Diese wurden erst aufgesetzt, nachdem alle Brunnen eingebracht waren. Jede Reihe besteht aus 61 Stück.

Die Hohlkammern sind zimmergroße, kastenförmige Körper von rund 7,8 m Länge, 2,8 m Höhe und 3,3 m Tiefe. Die Versteifungsbalken liegen innen. Das Gewicht einer Kammer beträgt 63 t bei der äußeren, 58 t bei der inneren Reihe. Auch diese Körper sind vorher werkplatzmäßig mit Hilfe von eisernen Formen stehend hergestellt worden und zwar möglichst nahe bei ihrer Verwendungsstelle, um die Beförderungswege so großer Stücke zu beschränken. Der Kran für diese Arbeit ist besonders konstruiert worden. Zur Verankerung der Kammern auf den Brunnen und unter sich selbst sind die sich berührenden Flächen entsprechend geformt und sorgfältig armiert.

Die Kammern einer Reihe bilden im Innern einen fortlaufenden Gang. Der der äußeren wird für Kabel, Preßluftleitungen u. dgl. ausgenützt. Der Zwischenraum zwischen den beiden Reihen Kammern ist durch Einziehen zweier tragenden Decken aus Eisenbetonplatten in einen Tunnel umgewandelt worden, der für das Löschen von Schiffen mit Getreideladungen ausgenutzt wird. Diese Platten sind ebenfalls vorher fertig gestellt und dann eingelegt worden (vgl. Abb.). Ihre Spannweite beträgt 4,5 m, ihre Breite 1,12 m. Die Verlegung geschah mit Hilfe eines Scherengreifers und Kran. Der Boden dieses Tunnels liegt dicht über dem Wasser. Die Decke bildet die Oberfläche des Kais. An seiner Landseite sind gleichzeitig mehrere große Lagerhäuser errichtet worden. Auch die Vorfläche bis zu diesen besteht nicht aus Bodenschüttung, sondern aus Eisenbetonkonstruktion entsprechender Ausführung. Als Deckschicht ist überall Asphalt aufgelegt worden.

Zuschlagstoffe für den Beton waren Sand aus dem Mersey und Walliser Granit bis 20 mm Korngröße. Auf eine gute maschinelle Einrichtung der Baustelle für die Massenbewegung, die Bewegung großer Einzellasten, die Betonbereitung und Betonverarbeitung ist die allergrößte Sorgfalt verwendet worden. (Engineering v. 8. Juni 1923). Gl.

## Eigenschaften der Calcium-Silikate und Calcium-Aluminate, die in normalem Portlandzement vorkommen.

(Technologic Paper Nr. 78, 1917.)

Von P. H. Bates und A. A. Klein.

Die Autoren gehen von der nach ihrer Ansicht erwiesenen Tatsache aus, daß die normalen Komponenten des Portlandzementes Tricalciumaluminat ($3CaO \cdot Al_2O_3$), Tricalciumsilikat ($3CaO \cdot SiO_2$) und β-Dicalciumsilikat ($2CaO \cdot SiO_2$) sind. Sie wollen diese Tatsache durch Studium der hydraulischen Eigenschaften sowohl der einzelnen Komponenten für sich als auch ihrer mechanischen Mischungen sowie einiger ternärer Schmelzen und durch entsprechenden Vergleich mit Portlandzement erhärten.

Das Dicalciumsilikat wurde durch einstündiges Brennen bei 1550° als harte, glänzende Masse mit Zellenstruktur erhalten, wobei durch Zusatz von kaum 1 vH Borsäure oder grünem Chromoxyd die Umwandlung in die γ-Modifikation verhindert werden konnte. Die Vereinigung von Kalk und Kieselsäure zu Tricalciumsilikat gelang nur unvollkommen und erst nach sechsmaligem Feinmahlen und Brennen; daneben entstanden γ-Dicalciumsilikat und freier Kalk, treibende Präparate. Das Tricalciumaluminat wurde bei 1350° also 50° unterhalb der Schmelztemperatur, erhalten; bei Anwendung höherer Temperaturen entstand $5CaO \cdot 3Al_2O_3$ und freier Kalk.

Die Durchmischung der einzeln auf gleiche Mahlfeinheit gebrachten Komponenten erfolgte in Kugelmühlen.

Tricalciumaluminat entwickelte bei Berührung mit Wasser eine so große Abbindewärme, daß die Masse kochte. Eine einigermaßen homogene Durchmischung und gleichmäßige Hydratation war infolge des sehr raschen Abbindens und Zusammenballens nur bei allmählichem Zusatz des Pulvers zu großen Mengen Wasser unter fortwährendem Umrühren zu erhalten. Selbst durch einen Gipszusatz bis 10 vH wurde das Abbinden nicht verlangsamt. Die Abbindekuchen bestanden trotz sofortiger Erhärtung der obersten Schicht im Innern noch nach drei Tagen aus einer plastischen Masse, eine Erscheinung, die auch in Mischung mit Silikaten und bei Portlandzementen, die arm an Tricalciumsilikat sind, beobachtet worden ist.

Dicalciumsilikat gab mit Wasser kaum eine plastische Mischung. Die Tage in Anspruch nehmende Verfestigung beruhte mehr auf Austrocknung als auf Hydratationsprozessen. Erst bei Zumischung von Tricalciumaluminat wurden hydraulische Eigenschaften entfaltet.

Tricalciumsilikat hatte alle Eigenschaften normalen Portlandzementes, von einer etwas geringeren Plastizität abgesehen. Tricalciumaluminat brachte charakteristische Änderungen hervor, und mit Dicalciumsilikat zeigten sich etwa die Eigenschaften des Portlandzementes, nur größere Sandigkeit.

Mischungen der drei Komponenten lassen besonders die Eigenschaften des Aluminates hervortreten.

Klinker, welche in denselben Mischungsverhältnissen von Kalk, Kieselsäure und Tonerde erbrannt worden waren, wie sie durch mechanische Mischung der drei Verbindungen erhalten wurden, zeigten überraschende Ähnlichkeit mit diesen Gemischen. Nur das Gemisch von Dicalciumsilikat und Tricalciumaluminat zeigte abweichendes Verhalten gegenüber dem entsprechenden Klinker, indem beim Klinker das im Überschuß vorhandene Dicalciumsilikat das Aluminat einhüllt und dessen Einfluß auf den Abbindevorgang vermindert.

Tricalciumaluminat zerbröckelte unter Wasser. An der Luft ein Jahr lang erhärtet, zeigten sich auf dem Bruch drei Zonen, eine äußere, karbonatisierte, eine zweite, Kristalle von Hydraten des Tricalciumaluminates, von Gips und von wenig Tricalciumsulfoaluminat ($3\ CaSO_4 \cdot 3\ CaO \cdot Al_2O_3 + H_2O$) aufweisende, und eine dritte, innere Zone mit weichem, amorphem Material.

Auch das Dicalciumsilikat zeigte anfangs kaum nennenswerte Festigkeiten, erst nach 14 Tagen wurden etwa 27 kg Zugfestigkeit erhalten. Auf den Bruchflächen befanden sich große Kalkhydratkristalle. Durch gleichzeitigen Zusatz von Gips und Aluminat wurde die Festigkeit der reinen Körper erniedrigt, diejenige der Mörtel aber erhöht.

Tricalciumsilikat zeigte die Festigkeitseigenschaften von Portlandzement. Die Bruchflächen waren sehr dicht und besaßen muschlige Struktur.

Der Beitrag der einzelnen Bestandteile zur Festigkeit eines Gemisches ist also so zu bewerten: Tricalciumsilikat hat nach 7 Tagen nahezu seine Endfestigkeit erreicht; Dicalciumsilikat macht sich erst nach 28 Tagen bemerkbar; das Tricalciumaluminat vermindert die Festigkeit; während Gips die Anfangsfestigkeit erhöht.

Um den Verlauf der Hydratation zu verfolgen, wurden nach bestimmten Zeiträumen nach vorhergehendem Trocknen der Pulver bei 102° C Glühverlust und Kohlensäure bestimmt. Gipszusatz ändert wenig. Bei den einzelnen Komponenten fiel die maximale Wasseraufnahme mit der Periode maximaler Festigkeitszunahme zusammen. Gemische zeigten einen etwas höheren Wassergehalt als der Summe aus den einzelnen Komponenten entsprach. Bei Tricalciumsilikat war die Wasseraufnahme auch noch nach Erreichung der maximalen Festigkeit stark infolge der Bildung kolloidaler, dichtend wirkender Massen.

Aus den Eigenschaften des Aluminates folgt, daß dessen Anwesenheit im fertigen Portlandzement durchaus nicht erwünscht ist. Bei der technischen Herstellung des Zementes jedoch ist die Tonerde als Flußmittel unentbehrlich.

Dünnschliffe und mikroskopische Untersuchungen zeigten, daß viele Monate nach dem Anrühren mit Wasser noch wenige unhydratisierte Bestandteile vorhanden waren, und daß bei der Hydratation zunächst amorphe Produkte entstanden, dann erst (in erhöhtem Maße bei Gipszusatz) kristallinische. Kalkhydrat erschien in Form kleiner Kriställchen oder Nädelchen, wenn es durch kolloidale Hydrate der Silikate (besonders Tricalciumsilikat) in seiner Ausbildung behindert war, in Form großer hexagonaler Platten dagegen in den Hohlräumen der Versuchskörper. Das Aluminat war nach 24 Stunden beinahe völlig hydratisiert, das Tricalciumsilikat nach 28 Tagen, das Dicalciumsilikat jedoch selbst nach 1 Jahr erst unvollständig. Dr.-Ing. Zimmermann, Karlsruhe.

### Änderung der Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn.

Betrifft: Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken.

Der Reichsverkehrsminister gibt unter E. VIII. 82. D. 23003 nachstehenden Erlaß vom 5. November 1923 bekannt.

In den ,,Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken" ist als Umhüllende der größten Momente aus ständiger Last und Verkehrslast für Balkenträger auf 2 Stützen eine Parabel angenommen. Diese vereinfachende Annahme ist, wie auch auf Seite 18 der ,,Grundlagen" angegeben ist, bei der Unsicherheit in der Bestimmung der Größe der Stoßzahl berechtigt. Da aber die Berechnungsart freigestellt ist, können die Momente der Balkenträger auf 2 Stützen sowohl unter Zuhilfenahme der Tafel 2 der ,,Grundlagen" als auch nach einem anderen Verfahren, z. B. nach dem Einflußlinienverfahren berechnet werden. Die letztere Rechnungsart liefert größere Werte als die erste. Um diese Unstimmigkeit zu vermeiden, ist künftig als Umhüllende der größten Momente aus der Verkehrslast für Balkenträger auf 2 Stützen die sich diesen Momenten besser anschmiegende, aus 2 Parabelästen und einer wagerechten Zwischengeraden von 0,12 l Länge bestehende Kurve anzunehmen.

Das Eisenbahn-Zentralamt ist beauftragt, demnächst in Berücksichtigung dieser Abänderung Deckblätter zu den Seiten 17 bis 22 der ,,Grundlagen" zu verteilen.

---

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Arbeitsstreckung und Betriebsvertretung.

Syndikus Dr. rer. pol. Brunner, Dresden.

In einer Zeit schwankender wirtschaftlicher Konjunktur wie der jetzigen ist die Frage der Kurzarbeit wieder sehr brennend geworden. Bekanntlich ist das Recht des Arbeitgebers in bezug auf Entlassungen von Arbeitnehmern wesentlich eingeschränkt. Es kann, wenn damit lediglich Verminderung der Arbeitnehmerzahl erreicht werden soll, nur unter gewissen Voraussetzungen ausgeübt werden. Der § 12 der Verordnung über die Einstellung und Entlassung von Arbeitnehmern vom 12. II. 20, der hier einschlägt, besagt:

,,Entlassungen aus Anlaß von Wiedereinstellungen (§§ 3, 5 bis 7) oder zur Verminderung der Arbeitnehmerzahl dürfen nur vorgenommen werden, wenn dem Arbeitgeber nach den Verhältnissen des Betriebes keine Vermehrung der Arbeitsgelegenheit durch Verkürzung der Arbeitszeit (Streckung der Arbeit) zugemutet werden kann. Hierbei braucht jedoch die Wochenarbeitszeit eines Arbeitnehmers nicht unter 24 Stunden herabgesetzt werden.

Der Arbeitgeber ist im Falle der Arbeitsstreckung berechtigt, Lohn oder Gehalt der mit verkürzter Arbeitszeit beschäftigten Arbeitnehmer entsprechend zu kürzen. Diese Kürzung darf jedoch erst von dem Zeitpunkt an erfolgen, an dem eine Entlassung der betreffenden Arbeitnehmer im Falle des Fehlens der Vorschrift des Abs. 1 nach den allgemeinen gesetzlichen oder vertraglichen Bestimmungen zulässig wäre.

Die Vorschrift des Abs. 1 Satz 1 findet keine Anwendung bei Entlassungen von Arbeitnehmern, die nur zur vorübergehenden Aushilfe oder für einen vorübergehenden Zweck angenommen worden sind."

Die Durchführung dieser Verordnung ist mit zahlreichen rechtlichen Schwierigkeiten verknüpft. Ich erinnere nur an die häufigen Streitfragen darüber, in welchem Umfange der Arbeitgeber überhaupt verpflichtet ist, die Arbeit zu strecken, inwieweit und wann er den Lohn oder Gehalt entsprechend kürzen kann, wenn er dann Entlassungen vornehmen kann. Diese Fragen sollen hier jedoch nicht erörtert werden. Treffliche Ausführungen darüber sind z. B. abgedruckt in der Zeitschrift für Deutschlands Buchdrucker von Erdmann, Berlin. Hier soll lediglich untersucht werden, ob bzw. inwiefern die Betriebsvertretung bei der Maßnahme der Arbeitsstreckung ein Mitwirkungsrecht hat. Die Verordnung legt, wie wir gesehen haben, dem Arbeitgeber, dem dies nicht durch besondere Verhältnisse des Betriebes unmöglich gemacht wird, die unbedingte Pflicht auf, die Arbeit zu strecken, bevor er zu Entlassungen schreiten darf. Soll es nun angängig sein, den Arbeitgeber an diese bestimmte gesetzliche Bestimmung zu binden, wenn er dabei gleichzeitig von einem Mitbestimmungsrecht der Betriebsvertretung abhängig sein sollte, für die eine gleiche gesetzliche Verpflichtung im Gesetze nicht besteht und auch gar nicht in Frage kommen kann? Was sollte beispielsweise dann geschehen, wenn der Arbeitgeber die Notwendigkeit der Arbeitsstreckung erkannt hat und zur Erfüllung seiner nach dem Gesetze sich ergebenden Verpflichtungen verschreiten will, die Betriebsvertretung aber einen, die Erfüllung der den Arbeitgeber verpflichtenden gesetzlichen Vorschriften hindernden Beschluß faßte? Dieser Fall wäre sehr gut denkbar, denn die Betriebsvertretungen betrachten ja als ihre erste und Hauptaufgabe die Wahrnehmung der Arbeitnehmerinteressen, wie sie dieselben verstehen, wobei sie den öffentlichen Interessen Zugeständnisse zu machen kaum bereit sein und Dispositionen auf lange Sicht in der Mehrzahl der Fälle nicht mit ausreichendem Verständnis gegenübertreten werden. Der klaren und bestimmten Vorschrift des Gesetzes gegenüber würde aber der Arbeitgeber gar kein Recht haben, sich auf einen entgegenstehenden Beschluß der Betriebsvertretung zu berufen. Dadurch, daß die Betriebsvertretung einen anderen Beschluß faßt, wird er seiner aus § 12 der Verordnung resultierenden Verpflichtungen keineswegs ledig. Denn die Verordnung sieht als alleinigen von der Verpflichtung befreienden Umstand die eine Arbeitsstreckung unmöglich machenden Betriebsverhältnisse vor, nicht aber den ablehnenden Beschluß der Betriebsvertretung. Wollte man auch diesem eine solche Wirkung einräumen, so wäre die Durchführung der Verordnung nicht von den Bestimmungen des Gesetzgebers, sondern vom guten Willen der Betriebsvertretung abhängig. Zu welchen unhaltbaren Ergebnissen man bei Unterstellung eines Mitbestimmungsrechts der Betriebsvertretung gelangt, zeigt folgender Fall, der bereits praktisch geworden ist.

Eine notwendig gewordene Arbeitsstreckung sollte nach den Wünschen der Betriebsvertretung nicht gemäß § 12 der Verordnung

vor sich gehen, sondern es sollte ein Teil der Arbeitnehmer sofort entlassen, der andere dagegen voll weiterbeschäftigt werden. Wäre die Betriebsleitung dem Verlangen der Betriebsvertretung nachgekommen, so würde sie sich in glatten Widerspruch zu der wiederholt angezogenen gesetzlichen Bestimmung gestellt und sich zweifellos Klagen auf Wiedereinstellung oder Entlohnung von seiten der nach den Wünschen der Betriebsvertretung zu entlassenden Arbeitnehmer ausgesetzt haben. Sie hätte auch unzweifelhaft nach den Klageanträgen verurteilt werden müssen, denn die Gerichte hätten die nach § 12 der Verordnung einwandfrei feststehenden Ansprüche der Kläger nicht ablehnen können. Aus diesem Beispiel geht klar hervor, daß von einem Mitbestimmungsrecht der Betriebsvertretung sowohl bei Entscheidung über die Frage der Notwendigkeit der Arbeitsstreckung als auch bei der Anordnung gar keine Rede sein kann.

Nur soweit es sich bei der Durchführung der Arbeitsstreckung darum handelt, in welcher Weise die Arbeit auf die einzelnen Tage verteilt werden soll, hat sich der Arbeitgeber gemäß § 78 Ziffer 2 BRG mit der Betriebsvertretung zu benehmen, ein Mitbestimmungsrecht steht ihr aber auch hier nicht zu, bestimmend ist vielmehr letzten Endes der Arbeitgeber.

Aber auch bei Entlassung nach Durchführung der Arbeitsstreckung kommt kein Mitbestimmungsrecht der Betriebsvertretung in Betracht. Nirgends, auch nicht im Betriebsrätegesetz, ist der Betriebsvertretung ein Mitbestimmungsrecht bei Entlassungen eingeräumt. Die Frage, wie hinsichtlich der Reihenfolge, in der die Entlassungen erfolgen, zu verfahren ist, ist durch die Verordnung selbst in bindender Form durch § 13 geregelt. Die Betriebsvertretung hat daher kein Recht, zu verlangen, daß anders als nach den Bestimmungen dieses Paragraphen verfahren wird, und die Betriebsleitung hat kein Recht, anders zu verfahren. Würde sie dem Beschluß der Betriebsvertretung zufolge tatsächlich anders handeln, so würde sie sich strafbar und schadensersatzpflichtig machen, ohne sich etwa auf die deswegen erfolgten Beschlüsse der Betriebsvertretung berufen zu können.

Unter Berücksichtigung unserer Ausführungen ergibt sich daher zweifelsfrei, daß von einem Mitbestimmungsrecht der Betriebsvertretung bei Entlassung auf Grund der Verordnung vom 12. 2. 1920 nicht die Rede sein kann. Die gleiche Auffassung wird in einer Entscheidung des Gewerbeaufsichtsamtes Hagen vom 1. August 1921 vertreten, in der ausgeführt wird:

Der Arbeitgeber hat bei Arbeitsmangel usw. nach eigenem pflichtgemäßen Ermessen zu entscheiden, ob und in welchem Umfange in dem Betriebe die Arbeit gestreckt werden muß, da ihm nach § 12 der Verordnung über die Einstellung und Entlassung von Arbeitern vom 12. Februar 1920 (RGBl. S. 281) auferlegt ist, Entlassungen zur Verminderung der Arbeitnehmerzahl erst dann vorzunehmen, wenn die Entlassungen durch Streckung der Arbeitszeit nicht verhindert werden können. Eine Mitwirkung des Betriebs- oder Arbeiterrats findet hierbei nach den Bestimmungen des Betriebsrätegesetzes oder nach der Verordnung vom 1. Februar 1920 (RGBl. S. 218) namentlich in dem Sinne nicht statt, daß etwa der Nachweis der Notwendigkeit der Streckung durch Vorlage der Geschäftsbücher erhärtet werden müßte.

Weigert sich der Arbeitgeber, dem unberechtigten Verlangen der Betriebsvertretung auf Mitbestimmung nachzukommen, so ruft diese häufig den Schlichtungsausschuß an, dieser ist aber zur Entscheidung der Frage nicht zuständig.

Er hat nicht darüber zu befinden, ob eine Arbeitsstreckung durchzuführen ist, da es sich dabei um eine gesetzliche, von keiner Begutachtung durch irgendwelche Instanzen abhängige Pflicht des Arbeitgebers handelt, die dieser nach eigenem Ermessen zu erfüllen hat. Der Schlichtungsausschuß ist auch nicht zuständig, etwa darüber zu entscheiden, welche Arbeitnehmer des Betriebes oder der Betriebsabteilung, in der die Arbeitsstreckung durchgeführt wird, von ihr ausgenommen werden sollen, weil nach dem klaren Wortlaut des Gesetzes die Arbeitsstreckung gegen alle Arbeitnehmer des Betriebes oder der Betriebsabteilung gleichmäßig wirksam werden muß und daran vom Schlichtungsausschuß nichts geändert werden darf. Eine Anrufung des Schlichtungsausschusses könnte nur dann in Frage kommen, wenn die die Arbeit streckende Firma sich dabei Verstöße gegen die Einzelheiten der Arbeitsstreckung regelnden Bestimmungen der Verordnung (§ 13) hätte zuschulden kommen lassen. Liegen solche Verstöße nicht vor, so muß der Schlichtungsausschuß eine Beschwerde, die eine Entscheidung über die Notwendigkeit der Durchführung einer Arbeitsstreckung fordert, wegen seiner Unzuständigkeit zurückweisen.

## Preis deutscher Ziegel im Vergleich mit schwedischen.

Die Stadt Stockholm bestellte im Herbst vergangenen Jahres 5 Millionen Stück Mauerziegel in Deutschland, da der Preis sich um 70 vH (!) niedriger stellte als der für schwedische Ziegel. Die Gesamtlieferung ist ausgeführt und hat allen Anforderungen der schwedischen Technologen-Vereinigungen entsprochen. Die Druckfestigkeit war sogar größer als verlangt. Ein Teil der aus Schweden bezogenen Ziegel hingegen war derart minderwertig, daß eine Preisherabsetzung vorgenommen, die Lieferung abgebrochen und bis zur neuen Brennsaison aufgeschoben wurde (Baumarkt 1923 Nr. 27).

Frage der Schriftleitung: Ist ein derartiges Unterbieten von 70 vH gegen ausländische Firmen zweckmäßig?

---

# PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 31. Januar 1923, S. 60.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 8. Nov. 1923.

Kl. 5 b, Gr. 12. A 39 077. ATG Allgemeine Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Abraumförderbrücke für den Tagebau von Braunkohlen o. dgl. 27. XII. 22.

Kl. 19 a, Gr. 8. S 60 378. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen. Schienenunterlegplatte für Kleinbahnen. 12. VII. 22.

Kl. 20 i, Gr. 12. W 22 197. Heinrich Neumeyer, Münster i. W., Zumsandestr. 23. Schutzkanal aus Beton oder ähnlichem Material für Kabel-, Draht- und Gestängeleitungen. 12. VI. 23.

Kl. 37 b, Gr. 3. B 104 496. Hans Beierbach, Mannheim, Schwetzinger Str. 53. Bauteil in Trägerform; Zus. z. Anm. B 99 613. 20. IV. 22.

Kl. 81 e, Gr. 15. M 77 076. Maschinenfabrik Wilhelm Knapp, Eickel i. W. Schüttelrutsche zum Einbringen des Bergeversatzes in Abbaue. 17. III. 22.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 22. Nov. 1923.

Kl. 5 b, Gr. 12. D 41 493. Louis Dehne, Brüggen, Erft, u. Emil Apel, Liblar. Kettenbahnanlage für Trockenbaggerbetrieb. 30. III. 22.

Kl. 5 c, Gr. 4. K 72 148. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Schachtauskleidung. 23. II. 20.

Kl. 19 a, Gr. 19. J 22 993. Hans Peter Jensen, Kopenhagen; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Fischer, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Schienenstoßverbindung mit abgeschrägten Schienenenden. 5. IX. 22.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 84 006. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf (Wannseebahn), Sophie-Charlotten-Straße 11. Gleisrückmaschine; Zus. z. Pat. 363 593. 20. XI. 22.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 84 007. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf (Wannseebahn), Sophie-Charlotten-Straße 11. Gleisrückmaschine; Zus. z. Pat. 363 593. 20. XI. 22.

Kl. 19 d, Gr. 3. O 13 108. Dr.-Ing. Georg Müller u. Dipl.-Ing. Georg Ollert, Neukölln, Weserstr. 85. Hydraulischer Puffer an Blindstäben von Brücken und ähnlichen Bauwerken. 21. VI. 22.

Kl. 19 e, Gr. 1. M 80 717. Gebrüder Mühlhäuser, Michelstadt. An einem Gleisfahrzeug angebrachte Maschine mit Schaufelrädern zum Absetzen von neben dem Gleis aufgehäuftem Boden o. dgl. 15. V. 23.

Kl. 20 i, Gr. 15. K 95 949. Ludwig Klünder, Alfeld, Leine. Vorrichtung zum Verstellen der Weichen vom Wagen aus. 15. V. 23.

Kl. 20 i, Gr. 38. S 62 211. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schaltung für selbsttätige, mit Wechselstrom gespeiste Lampensignale. 21. II. 23.

Kl. 20 i, Gr. 38. S 62 212. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schaltung für selbsttätige, mit Wechselstrom gespeiste Lampensignale. 21. II. 23.

Kl. 20 i, Gr. 38. S 63 350. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schaltung für selbsttätige Lampensignale mit Wechselstrombetrieb; Zus. z. Anm. S 62 211. 13. VII. 23.

Kl. 35 b, Gr. 1. D 43 746. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Halbportalartiger Uferkran. 30. V. 23.

Kl. 35 b, Gr. 4. T 25 903. Rob. Tschumi, Neuhausen, Schweiz; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Kran mit ausschiebbarem Ausleger. 10. X. 21.

Kl. 35 b, Gr. 4. T 26 985. Rob. Tschumi, Neuhausen, Schweiz; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Kran mit ausschiebbarer Kransäule; Zus. z. Anm. T 25 903. 14. III. 22.

Kl. 37 e, Gr. 9. G 49 324. Ernst Gerresheim, Budapest; Vertr.: R. Heering, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Hohlständer für Betonschalungen. 14. X. 19. Ungarn 4. VIII. 19.

Kl. 37 e, Gr. 9. R 57 102. Albert Joseph Ramlot, Huy b. Lüttich; Vertr.: J. Havemann, Pat.-Anw., Nürnberg. Verschiebbarer Formkasten zur blockweisen Herstellung hohler Betonmauern. 27. X. 22.

Kl. 37 e, Gr. 11. Q 1113. Jacques Quost, Paris; Vertr.: Dr. E. Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Form zur Herstellung von Schornsteinen und anderen Rundbauten. 10. VI. 20. Frankreich 29. VIII. 13.

Kl. 42 c, Gr. 9. O 12 663. Optische Anstalt C. P. Goerz, Berlin-Friedenau. Selbsttätiges Auftraggerät für Meßbilder. 19. XI. 21.

Kl. 84 d, Gr. 2. D 40 315. Deutsche Werke Akt.-Ges., Berlin. Baggerlöffel. 30. VIII. 21.

Kl. 84 d, Gr. 2. P 45 456. August Polzin, Zschornewitz, Kr. Bitterfeld. Baggerlöffel. 23. XII. 22.

Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 8. Nov. 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. 387 374. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Verfahren zum Einbauen von Schachtringteilen in Schachtauskleidungen. 15. II. 22. K 80 827.

Kl. 5 c, Gr. 4. 387 449. Norbert Koch, Essen-Stadtwald, Girondellenstr. 26. Kappschuh. 24. IX. 22. K 83 406.

Kl. 5 c, Gr. 4. 387 581. Wilhelm Schut, Hervest-Dorsten. Vorrichtung zum Abfangen der Hilfszimmerung bei Vortreibearbeiten im Grubenbau. 10. VI. 22. Scn 65 156.

Kl. 19 a, Gr. 10. 387 585. Fernand Radelet, Brüssel; Vertr.: E. Peitz, W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Schienenbefestigung durch Schwellenschrauben. 28. VII. 21. R 53586.

Kl. 19 a, Gr. 19. 387 586. Max Mann, Berlin-Rummelsburg, Blockdammweg, Gaswerk 2. Notverband für Schienenbruch. 25. IX. 21. M 75 201.

Kl. 19 a, Gr. 28. 387 457. Gießereien, Eisenkonstruktionswerk u. Maschinenfabrik F. S. Kustermann G. m. b. H., München. Fahrbare elektrische Schweißmaschine für eingebaute Schienen. 14. VII. 22. G 57 055.

Kl. 20 g, Gr. 1. 387 646. Reinhard L. Brandy, Ocholt, Oldbg. Drehscheibe für weichen Boden. 14. III. 23. B 108 794.

Kl. 80 b, Gr. 1. 387 365. Georg Herrmann, Wiesbaden, Erbacher Str. 6. Betonmischung; Zus. z. Pat. 345 461. 30. I. 23. H 92 552.

Kl. 84 d, Gr. 2. 387 573. Gustav Vorkamp, Frankleben b. Merseburg. Zahnstangengetriebe innerhalb des Baggerlöffelstiels mit Kugel- oder Rollendrucklager. 2. VIII. 22. V 17 667.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 22. Nov. 1923.

Kl. 5 c, Gr. 4. 387 846. F. W. Moll Söhne, Witten, Ruhr. Stollenausbau; Zus. z. Pat. 368 016. 20. I. 22. M 76 425.

Kl. 5 d, Gr. 9. 387 805. Friedrich Albin Loebel, Beuthen, O.-Schl., Augusta-Victoria-Platz 1. Spülversatzverfahren. 10. II. 22. L 54 911.

Kl. 5 d, Gr. 9. 387 806. Karl Partsch u. Otto Lindner, Hindenburg, O.-Schl. Verfahren zum Fördern von Spülversatzgut. 9. VI. 18. P 36 802.

Kl. 19 b, Gr. 2. 387 766. Anna Martha Klingner, geb. Lämmer u. Heinz Egon Klingner, Rüstringen. Schienenreiniger für Straßenbahnen. 21. VI. 21. K 78 109.

Kl. 19 d, Gr. 6. 387 897. Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel-Gaarden, Werftstr. 115. Gewichtsausgleich schwimmender Klappbrücken. 28. VI. 23. K 82 482.

Kl. 20 g, Gr. 3. 387 810. Julius Rosenthal, Cannstatt. Versenkte Schiebebühne. 7. VI. 23. R 58 644.

Kl. 20 g, Gr. 3. 387 838. Siegener Maschinenbau Akt.-Ges., Siegen. Schiebebühne. 10. XII. 22. S 61 603.

Kl. 20 h, Gr. 7. 387 898. Fritz Kalthoff, Neuwied a. Rh. Rangieranlage für Eisenbahnwagen. 10. III. 21. K 76 724.

Kl. 37 b, Gr. 3. 387 819. Paul Meltzer, Darmstadt, Fuchsstr. 18. Hölzerner Mast. 30. XI. 21. M 75 896.

Kl. 80 a, Gr. 53. 387 745. Société des Tuyaux et Agglomérés Centrifugés, Paris; Vertr.: E. Peitz u. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Vorrichtung zum Abdichten von Schleuderformen für die Herstellung von Zementrohren u. dgl. mittels Fliehkraft. 13. III. 20. C 28 876. Frankreich 3. II. 19.

Kl. 81 e, Gr. 25. 387 938. Kohlenscheidungs-Gesellschaft m. b. H., Nürnberg. Vorrichtung zum Löschen und Verladen von Koks auf Löschplätzen. 20. IX. 22. K 83 373.

Kl. 81 e, Gr. 26. 387 939. Joseph Francis Joy, New Bethlehem, Penns., V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Büchler, Pat.-Anw., Aachen. Fahrbarer Kohlenverlader. 17. VIII. 20. J 22096.

Kl. 84 c, Gr. 4. 387 879. Otto Herberger, München, Trappentreustraße 38. Magnetisch hochgeschleuderter Schläger zum Ausziehen von Pfählen und Spundwänden. 1. VIII. 22. H 90673.

Kl. 85 c, Gr. 6. 388 020. Berlin-Anhaltische Maschinenbau-Act.-Ges., Berlin. Vorrichtung zur Entfernung von Schwimmstoffen aus diese mit sich führendem Wasser mittels senkrecht eingetauchten, endlosen Siebbandes. 13. X. 22. B 106 846.

Kl. 85 c, Gr. 6. 388 025. A. Borsig, G. m. b. H., Maschinenfabrik, Berlin-Tegel. Vorrichtung zum Entschlämmen von Klärbecken unter Verwendung eines Kolbens. 8. VIII. 16. K 62 783.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Grundzüge der Technischen Mechanik für Maschineningenieure. Ein Leitfaden für den Unterricht an maschinentechnischen Lehranstalten. Von Prof. Dipl.-Ing. P. Stephan. Verlag von Julius Springer, Berlin 1923. Mit 283 Textabbildungen. Preis 2,50 Goldmark/0,60 Dollar.

Auf dem knappen Raum von 160 Druckseiten behandelt der Verfasser in klarer und übersichtlicher Weise die wichtigsten Grundlehren der Technischen Mechanik mit besonderer Berücksichtigung der Bedürfnisse der Maschinentechnik. Hauptabschnitte sind: A, Statik mit einem Kapitel (IV) Statik über Maschinenteile; B, Bewegungslehre und Dynamik; C, Festigkeitslehre; D, Statik und Dynamik der Flüssigkeiten. Die zahlreichen gut gewählten Textabbildungen erleichtern dem Leser das Verständnis des vorgetragenen Stoffes. Bei der Besprechung der Reibung (A, IV) wäre ein Hinweis auf die graphische Behandlung (Reibungskreis) am Platze gewesen. Im Abschnitt Festigkeitslehre ist die Festigkeit rotierender Scheiben (Dampfturbinen, Schwungräder) nicht berücksichtigt. Erfahrungszahlen sind reichlich mitgeteilt, Zahlenbeispiele wie im vierbändigen Hauptwerke des Verfassers „Technische Mechanik des Maschineningenieurs" sind wohl mit Rücksicht auf den knappen Umfang des Heftes weggeblieben. Sonst aber gibt das kleine Buch über die neuesten maschinenmechanischen Fragen brauchbare Auskunft, so daß es besonders den Schülern maschinentechnischer Fachschulen und auch den in der Praxis stehenden Maschinentechnikern beim Nachschlagen gute Dienste leisten wird und bestens empfohlen werden kann. Lewicki.

Aufgabensammlung zur Festigkeitslehre mit Lösungen von R. Haren. Dritte vollst. neu bearbeitete Auflage von Dipl.-Ing. Furtmayr, Stuttgart. 116 Seiten, 43 Abb. Sammlung Göschen Nr. 491. Verlag Walter de Gruyter u. Co., Berlin und Leipzig 1923. Grundzahl 1,1.

Die Gliederung des Heftes ist die gleiche wie die der ersten Auflage 1912 in die Hauptabschnitte: Zug-, Druck-, Biegungs-, Schub-, Verdrehungs- und zusammengesetzte Festigkeit. Neu hinzugekommen sind die beiden Abschnitte Knickfestigkeit und Festigkeit plattenförmiger Körper, während die Beispiele über Nietberechnung und eine Tabelle über Deutsche Walzeisen-Normalprofile fortgelassen sind. Die Beispiele, 65 an der Zahl, sind zur guten Hälfte, in den letzten Abschnitten ausschließlich, dem Gebiete des Maschinenbaues entnommen. Daher dürfte es sich bei einer Neuauflage empfehlen, auch einen Bauingenieur zur Bearbeitung mit heranzuziehen, um dem Büchlein auch einen größeren Absatz unter Studierenden dieser Fachrichtung, die die Festigkeitslehre mindestens ebenso wie die Maschineningenieure benötigen, wünschen zu können. Gliederung, Klarheit der Darstellung, Druck und Abbildungen sind in der bekannten Güte der Göschenhefte, so daß sich eine weitere Empfehlung erübrigt. Leh.

Statik. Für Baugewerksschulen und Baugewerksmeister. Von Reg.- und Baurat Zillich. Dritter Teil: Größere Konstruktionen. 166 S. mit 212 Abb. im Text. 8. neubearbeitete Auflage. Verlag Wilhelm Ernst und Sohn. Berlin 1923. Grundzahl geh. 2,1.

Das Büchlein behandelt im ersten Kapitel in einfachster Darstellung die statische Berechnung von Fachwerksdachkonstruktionen, so von Kragdächern, einfachen und doppelten Polonceaubindern, belgischen, deutschen und englischen Dächern, sowie von Parallelträgern auf zeichnerischem und rechnerischem Wege.

Das zweite Kapitel ist der zusammengesetzten Festigkeit gewidmet und bringt als Beispiele den einfachen und verstärkten Balken, Hängewerkskonstruktionen, Dachpfettenberechnung und Beanspruchung durch einseitigen Druck, z. B. durch Wind auf Mauern und durch exzentrischen Kraftangriff in einem Gewölbequerschnitt.

Das nächste Kapitel lehrt die angenäherte Berechnung von Gewölben als Dreigelenkbogen und bringt dabei die für Brücken anzunehmenden üblichen Belastungen sowie die Berechnung der Widerlager und Mittelpfeiler.

Das vierte Kapitel bringt möglichst leichtverständlich dargestellt das Wichtigste aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues, so Beispiele von einfachen und umschnürten Säulen und von Plattenbalken.

Reibung, Wasserdruck und Erddrucktheorie ist im fünften Kapitel in aller Kürze, aber klar dargestellt, während das letzte Kapitel die Grundlagen zum Entwerfen und Berechnen von gemauerten Schornsteinen sowie durchgerechnete Zahlenbeispiele enthält.

Das Buch verdient wegen seiner knapp bemessenen und doch klaren, leicht verständlichen Fassung, die durch gutgewählte Beispiele noch erläutert wird, die weiteste Verbreitung. Zu empfehlen wären für eine Neuauflage noch Literaturnachweise für solche Leser, die sich mit der einen oder anderen Frage ausführlicher beschäftigen wollen. Leh.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

# DIE BAUNORMUNG

## Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

2. Jahrgang | 15. Januar 1923 | Nr. 1

INHALT:



## Normblattentwürfe

E 1541 Eisenbleche, Allgemeines
E 1542 Eisenbleche unter 5 mm
Lagergrößen, Stärken und Gewichtsabweichungen
E 1543 Eisenbleche 5 mm und darüber
Maß und Gewichtsabweichungen
E 1544 Eisenbleche, Gütervorschriften für Baubleche
E 1099 Aufliegende Fenstergetriebe, gepreßt — Heft 47 vom 23. 11. 22.
E 1134 Treppenstufen für Kleinhäuser, Naturstein — Heft 50 vom 19. 12. 22.
E 1135 Vorlegestufen für Kleinhäuser, Naturstein — Heft 51 vom 21. 12. 22.
der Bauwelt

## Erläuterungsberichte.

E 1541—1544. „Eisenbleche".

Entwurf I. (Seite 1—3.)

Als Unterlage für diese Blätter diente der vom Verein deutscher Eisenhüttenleute aufgestellte Entwurf, der in den Sitzungen am 20. Februar 1922 und 29. Juli 1922 beraten wurde.

Bezüglich der Gütevorschriften ist auf E 1541 gesagt, daß für gewöhnliche Bleche keine Gütezahlen gewährleistet werden; für Sonderbleche sind sie von Fall zu Fall zwischen Lieferer und Besteller zu vereinbaren.

Da für Schiffsbleche die Vorschriften der Klassifikationsgesellschaften und der Reichsmarine und für Kesselbleche die allgemeinen polizeilichen Bestimmungen über die Anlegung von Dampfkesseln gelten, so erstrecken sich die Gütevorschriften zunächst nur auf Baubleche. Für diese sind die Proben auf E 1544 festgelegt. Die Dicken- und Gewichtsabweichungen sind für Bleche unter 5 mm auf E 1542, für Bleche über 5 mm auf E 1543 angegeben.

Die Blechlehren Nr. 1 von 5,5 mm Stärke und Nr. 2 von 5,0 mm Stärke sind auf dem Entwurf 1 E 1542 nicht aufgenommen, weil diese Stärken zu den auf Entwurf 1 E 1543 aufgeführten Blechen von 5 mm und darüber gehören.

Popp.

Deutsche Industrie-Normen

# Eisenbleche

## Allgemeines

ENT-WURF 1
E 1541

**Arten** — Feinbleche unter 3 mm,
Mittelbleche von 3 bis unter 5 mm,
Grobbleche von 5 mm und darüber,
Riffel- und Warzenbleche.

**Güte** — Gewöhnliche Bleche, sogenannte Handelsware, wie z. B. auch gewöhnliche Behälterbleche; für diese werden keine Gütezahlen gewährleistet. Eine Abnahmeprüfung findet nicht statt.
Baubleche I und II.
Schiffsbleche
Kesselbleche.[1])
Sonderbleche mit abweichenden Bedingungen.

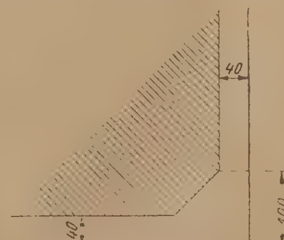
**Äußere Beschaffenheit** — Oberfläche. Die Bleche müssen eine walztechnisch möglichst glatte Oberfläche haben und dürfen weder Blasen, Risse noch sonstige unganze Stellen enthalten. Walzsplitter oder kleine Schalen dürfen durch Abmeißeln entfernt, geringe, durch Einwalzen von Schlacke entstandene Vertiefungen ausgeebnet werden, sofern hierdurch die Haltbarkeit der Bleche nicht beeinträchtigt wird.

Richten. Bleche werden allgemein nur walzgerade geliefert, d. h. so wie sie die Walze verlassen. Gegen besondere Vergütung können sie auch mit der Richtmaschine kalt gerichtet werden. Auch bei derartig gerichteten Blechen kann eine Gewähr für vollkommene Ebenheit nicht übernommen werden. Sonderwünsche bezüglich des Richtens sind zu vereinbaren.

Ausglühen. Bleche unter 4 mm Stärke und Kesselbleche werden handelsüblich nur ausgeglüht geliefert. Wird für andere Bleche das Ausglühen gewünscht, so ist dies besonders zu vereinbaren.

**Stärkenmessung** — Die Stärke wird mittels Schraubenlehre gemessen, und zwar an Punkten, die mindestens 40 mm bzw. 100 mm von den Kanten entfernt liegen.

(siehe Bild, das die Ecke einer Blechtafel darstellt; es ist also nur der schraffierte Teil auf die Stärke zu untersuchen).




[1]) Für Kesselbleche gelten die allgemeinen polizeilichen Bestimmungen über die Anlegung von Land- und Schiffsdampfkesseln.

Januar 1923

Deutsche Industrie-Normen

# Eisenbleche

## unter 5 mm

Lagergrößen, Stärken und Gewichtsabweichungen

ENT-WURF 1
E 1542

| Blechlehre | Blechstärke (Nennmaß) | Lagergrößen | | | | Überlagergrößen bis Übermaßgrößen | | | Übermaßgrößen | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Abmessungen[1]) mm | | Stärkenabweichungen | Gewichtspielraum[2]) | Abweichungen bei Bestellungen | | Gewichtspielraum[2]) | Abmessungen über mm | | Stärkenabweichungen der dünnsten Stelle gemessen an der Längsseite | Gewichtspielraum[2]) |
| Nr | mm | Länge | Breite | | vH | nach Blechlehre | in mm | vH | Länge | Breite | mm | |
| 3 | 4,50 | | | bis zu $^3/_4$ des Unterschiedes zwischen dem Nennmaß der bestellten Blechstärke und dem Nennmaß der nächst stärkeren oder nächst dünneren | | bis zum vollen Unterschied zwischen dem Nennmaß der bestellten Blechstärke und dem Nennmaß der nächst stärkeren oder nächst dünneren | | | | | | nicht begrenzt (bedarf besonderer Vereinbarung) |
| 4 | 4,25 | | | | | | | | | | | |
| 5 | 4,00 | 1600 | 800 | | | | | | | | | |
| 6 | 3,75 | | | | ± 5 | | | ± 7 | 4000 | 1500 | | |
| 7 | 3,50 | 2000 | 1000 | | | | | | | | | |
| 8 | 3,25 | | | | | | ± 0,25 | | | | ± 0,50 | |
| 9 | 3,00 | 2500 | 1250 | | | | | | | | | |
| 10 | 2,75 | | | | | | | | | | | |
| 11 | 2,50 | | | | | | | | | | | |
| 12 | 2,25 | | | | | | | | 3500 | 1400 | | |
| 13 | 2,00 | | | | ± 6 | | | ± 8 | | | | |
| 14 | 1,75 | | | | | | | | | | | |
| 15 | 1,50 | | | | | | | | | | | |
| 16 | 1,375 | | | | | | | | | | | |
| 17 | 1.25 | | | | | | ± 0.15 | | 3000 | 1250 | ± 0,30 | |
| 18 | 1,125 | | | | ± 7 | | | ± 9 | | | | |
| 19 | 1.00 | | | | | | | | | | | |
| 20 | 0,875 | 1600 | 800 | | | | ± 0,12 | | 2500 | 1100 | ± 0,24 | |
| 21 | 0,750 | | | | | | | | | | | |
| 21½ | 0,688 | 2000 | 1000 | | ± 8 | | | ± 10 | | | | |
| 22 | 0,625 | | | | | | | | | | | |
| 23 | 0,562 | | | | | | ± 0,08 | | 2250 | 1000 | ± 0,16 | |
| 24 | 0,500 | | | | | | | | | | | |
| 25 | 0,438 | | | | | | | | | | | |
| 26 | 0,375 | 1600 | 800 | | ± 9 | | ± 0,06 | ± 11 | 2000 | 800 | ± 0,12 | |
| 27 | 0,300 | | | | | | | | | | | |

1) Abweichungen für Länge und Breite

bei Bestellung nach festen Maßen: in Länge . . . . . . . . . bis + 0,5 vH, höchstens + 10 mm
in Breite . . . . . . . . . bis + 0,5 vH, höchstens + 6 „
bei Bestellung nach nichtfesten Maßen: in Länge . . . . . . . . . . . . . . . . . . . + 150 „
in Breite . . . . . . . . . . . . . . . . . . . + 50 „

2) Für die Berechnung des Gewichtes aus den vorgeschriebenen Nennmaßen wird ein Durchschnittsgewicht von 8 kg für 1 m² Fläche von 1 mm Stärke angenommen. Werden Bleche in geringerer Zahl als 10 Stück von gleicher Größe bestellt, dürfen die Gewichtsabweichungen um die Hälfte größer sein.

Januar 1923

# Eisenbleche

Gütevorschriften für Baubleche

ENT-WURF 1
E 1544

Von den zur Abnahme vorgelegten Blechen können bis 5 vH zur Entnahme von Probestücken ausgewählt werden. Jedes der ausgewählten Bleche wird einer Zerreiß- und einer Biegeprobe unterworfen. Die hierzu notwendigen Probestücke werden den einzelnen Blechen paarweise abwechselnd in der Längs- und Querrichtung entnommen. Wird ein Blech in mehrere Stücke zerschnitten, so gilt die Prüfung eines der Stücke auch für die übrigen Stücke.

Die Bleche werden in der Regel nicht fertig beschnitten zur Auswahl vorgelegt; die Probestreifen werden durch Abtrennen mit der Schere den Abfallenden entnommen. Krumme oder windschiefe Probestücke sind dunkelrot warm zu richten und nach langsamem Erkalten durch spanabnehmende Bearbeitung auf die vorgeschriebene Form zu bringen.

Die Abnahme erfolgt im Lieferwerk, falls anderes nicht ausdrücklich vereinbart ist.

1. Kaltbiegeprobe: Bei der Kaltbiegeprobe werden die Probestreifen um einen Dorn gebogen, dessen Durchmesser gleich der zweifachen Stärke des Bleches ist. Bei 180° Biegewinkel dürfen auf der Zugseite des Probestückes keine Risse entstehen.

2. Zerreiß- und Dehnungsprobe:

| Blechsorte | Festigkeit kg/mm² | Mindestdehnung in vH bezogen auf 200 mm Meßlänge bei Blechstärken | |
|---|---|---|---|
| | | von 5—10 mm | über 10 mm |
| Blaubleche I | 36—44 | 18 | 20 |
| Blaubleche II | 42—50 | 16 | 20 |

Bei Abnahme von Feinblechen, Mittelblechen, Riffel- und Warzenblechen werden nur Biegeproben vorgenommen.

Januar 1923

Deutsche Industrie-Normen

# Eisenbleche

## 5 mm und darüber

### Maß- und Gewichtsabweichungen

ENT-WURF 1
E 1543

### Maßabweichungen

| Stärkenbereich mm | Zulässiger Unterschied der kleinsten und größten Stärke des gleichen Bleches für Breitenbereich in mm | | | | | | | | | Zulässiges unteres Abmaß[1] | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | bis 1500 | über 1500 bis 1700 | über 1700 bis 2000 | über 2000 bis 2300 | über 2300 bis 2600 | über 2600 bis 3000 | über 3000 bis 3300 | über 3300 bis 3600 | über 3600 | mm | Für Längen bis m | Für Flächen bis m² |
| 5 bis 6 | 1,1 | 1,4 | 1,4 | — | — | — | — | — | Vereinbarung von Fall zu Fall | —0,3 | 6 | 9 |
| über 6 bis 7 | 1,1 | 1,3 | 1,7 | 2,1 | — | — | — | — | | —0,3 | 7 | 10 |
| über 7 bis 10 | 1,0 | 1,2 | 1,6 | 2,0 | 2,4 | — | — | — | | —0,3 | 8 | 12 |
| über 10 bis 15 | 0,9 | 1,1 | 1,5 | 1,8 | 2,2 | 2,7 | — | — | | —0,5 | 9 | 14 |
| über 15 bis 20 | 0,9 | 1,0 | 1,4 | 1,7 | 2,1 | 2,6 | 3,1 | — | | —0,5 | 10 | 16 |
| über 20 | 0,8 | 0,9 | 1,3 | 1,6 | 2,0 | 2,5 | 2,8 | 3,1 | | —0,5 | 10 | 18 |

[1] Für größere Längen oder Flächen (Übermaßgrößen) gilt das Doppelte der unteren Abmaße. Das festgelegte zulässige untere Abmaß gilt für alle Blechbreiten bis 3600 mm.

### Abweichungen für Länge und Breite

mm

| Bleche bis 20 mm Stärke | | | Bleche über 20 mm Stärke | | |
|---|---|---|---|---|---|
| bis 2000 | über 2000 bis 7000 | über 7000 | bis 3000 | über 3000 bis 8000 | über 8000 |
| + 10 | + 0,5 vH | + 35 | + 15 | + 0,5 vH | + 40 |

### Gewichtsabweichungen

| Stärkenbereich mm | Zulässige Überschreitung des errechneten Gewichts in vH für Breitenbereich in mm | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | bis 1500 | über 1500 bis 1700 | über 1700 bis 2000 | über 2000 bis 2300 | über 2300 bis 2600 | über 2600 bis 3000 | über 3000 bis 3300 | über 3300 bis 3600 | über 3600 vH |
| 5 bis 6 | 7 | 11 | 14 | — | — | — | — | — | Vereinbarung von Fall zu Fall |
| über 6 bis 7 | 6 | 9 | 12 | 14 | — | — | — | — | |
| über 7 bis 10 | 5 | 7 | 9 | 11 | 14 | — | — | — | |
| über 10 bis 15 | 4,5 | 6 | 7 | 9 | 11 | 13 | — | — | |
| über 15 bis 20 | 4 | 5 | 6 | 8 | 10 | 13 | 14 | — | |
| über 20 | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 11 | 13 | 14 | |

Für die Errechnung des Gewichts aus den Nennmaßen wird ein Durchschnittsgewicht von 8 kg für 1 m² Fläche von 1 mm Stärke angenommen.

Wird vereinbart, daß das Durchschnittsgewicht von 8 kg für 1 m² Fläche bei 1 mm bestellter Stärke nicht überschritten werden darf, so gilt der ganze Gewichtsspielraum nach unten, wobei jedoch Gewähr für Einhaltung einer bestimmten kleinsten und größten Stärke nicht übernommen werden kann.

Riffel- und Warzenbleche dürfen für alle Sorten ± 10 vH in der Stärke und im Gewicht abweichen.

Januar 1923

**E 1556. Flußstahl gewalzt, Form-, Stab-, Universaleisen.**
**E 1557. Flußstahl gewalzt, Schrauben- und Nieteisen.**

Die Entwürfe sind das Ergebnis der Arbeiten der Gruppe III „Stab-, Form- und Drahteisen" des Werkstoffausschusses Eisen und Stahl.

Als Ausgangspunkt der Beratungen diente der vom Verein deutscher Eisenhüttenleute aufgestellte Entwurf vom Februar 1920.

An den Beratungen nahmen teil Vertreter des Eisenbahn-Zentralamtes, der Marineleitung, der Materialprüfungsanstalten und des Germanischen Lloyd, ferner Vertreter großer Verbraucher-Organisationen und Firmen (Deutscher Eisenbauverband, Verband deutscher Elektrotechniker, Verband deutscher Waggonfabriken, Verein deutscher Maschinenbau-Anstalten, Engerer Lokomotivnormenausschuß, Bund der Eisenverbraucher) sowie als Vertreter der Walzwerke der Verein deutscher Eisenhüttenleute.

Sitzungen fanden statt am 1. Juni 1921 (Bericht Mitt. des NDI Heft 22 vom 13. 8. 1921), 14. November 1921 (Bericht Mitt. des NDI Heft 9 vom 11. 2. 1922), 14. Dezember 1921 (Bericht Mitt. des NDI Heft 9 vom 11. 2. 1922) und 28. Juli 1922 (Bericht Mitt. des NDI Heft 24 vom 9. 9. 1922).

Technische Einzelheiten sind aus den vorbezeichneten „Mitteilungen" zu ersehen. Einsprüche gegen die Entwürfe sind bis zum 15. März 1923 getrennt an die Geschäftsstelle zu richten.

(Aus Platzmangel wird der Entwurf E 1556 erst im nächsten Heft veröffentlicht. Die Schriftleitung.)

Entwurf: Einspruchsfrist 15. März 1923.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert gebeten.)

Deutsche Industrie-Normen

Noch nicht endgültig!

# Flußstahl
gewalzt
Schrauben- und Nieteisen

ENTWURF 1
E 1557

## Güteabstufungen und Abmaße

| Bezeichnung | Güteabstufungen | | | | | | | | | Abmaße | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Bruchgrenze σb kg/mm²) | Mindestdehnung in vH bei 100 mm Meßlänge und Probedicken d von | | | Mindestdehnung in vH bei 200 mm Meßlänge und Probedicken d von | | | Lichte Weite der Schleife bei der Kaltbiegeprobe | Bemerkungen | Länge bei handelsüblicher Bestellung | Stärke[4]) bei Durchmessern von | |
| | | 8 und mehr mm[1]) | unter 8—7 mm | unter 7—5 mm | 8 und mehr mm[2]) | unter 8—7 mm | unter 7—5 mm | | | | 5—25 mm | über 25 mm |
| Schraubeneisen | 38—45 | | | | 20 | 18 | 15 | 1d | | ± 250 | ± 0,25 | ± 1 vH |
| Nieteisen | 35—42 | | | | 24 | 20 | 18 | 0,5d | Stauchprobe[3]) | ± 250 | ± 0,25 | ± 1 vH |

1) Die in dieser Spalte später anzugebenden Werte gelten allgemein bei einem Zerreißstabe, dessen Meßlänge gleich 5 mal Probendurchmesser oder Durchmesser des dem Probenquerschnitt flächengleichen Kreises ist.
2) Die in dieser Spalte angegebenen Werte gelten allgemein bei einem Zerreißstabe, dessen Meßlänge gleich 10mal Probendurchmesser oder Durchmesser des dem Probenquerschnitt flächengleichen Kreises ist.
3) Ein Stück Nieteisen, dessen Länge gleich dem doppelten Durchmesser ist, soll sich im warmen der Verwendung entsprechenden Zustande bis auf 1/3 seiner Länge zusammenstauchen lassen, ohne Risse zu zeigen.
4) Wird Toleranz nur nach oben oder nach unten gewünscht, so gilt der zwischen der Plus- und Minus-Grenze liegende Gesamtspielraum nach einer Richtung, z. B. statt ± 0,25 gilt entweder + 0,5 oder — 0,5.

## Prüfung und Abnahme.

Die Prüfung kann nach vereinbarten Losen, nach Schmelzungen (schmelzungsweise) oder ohne besondere Vereinbarungen erfolgen.

Bei los- oder schmelzungsweiser Prüfung dürfen zu Probezwecken entnommen werden:
aus jedem Satz oder aus jeder Schmelzung drei Stäbe in Walzlänge.
höchstens aber 1 Stab von je 20 oder angefangenen 20 Stück.

War eine besondere Vereinbarung nicht getroffen, so können zu Probezwecken entnommen werden:
5 Stück von je 100 Stäben, jedoch nur
1 Stück von 2000 kg oder angefangenen 2000 kg bei Sorten bis 20 kg/m,
1 Stück von je 5000 kg oder angefangenen 5000 kg bei Sorten über 20 kg/m.

Aus jedem entnommenen Stück darf je ein Zerreiß- und Biegestab zu Probezwecken hergestellt werden. Für Proben, die den vorgeschriebenen Werten nicht genügen, sind 2 Ersatzproben aus demselben Los oder derselben Schmelzung zu entnehmen.

Die Bestimmungen gelten für Material bis 28 mm Dicke, bei größeren Stärken sind besondere Vereinbarungen zu treffen. Für Probestücke von weniger als 5 mm Stärke sind Zerreißversuche nicht vorgeschrieben.

Bearbeitung im blauwarmen Zustand ist unzulässig.

Januar 1923

# Sitzungen der Fachnormenausschüsse.

**Ausschuß für Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken.**

Am 31. Oktober / 1. November fand in Berlin unter Vorsitz des Obmanns, Herrn Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Krohn-Danzig eine Sitzung des Ausschusses für Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken statt, in der die eingelaufenen Abänderungsvorschläge zu der Dinorm 1000 behandelt wurden. Ein eingehender Bericht wird in der nächsten Nummer der Baunormung veröffentlicht werden.

Der **Ausschuß für gußeiserne Kanalisationsgegenstände** behandelte am 25. Oktober die Entwürfe für Straßen- und Hofsinkkästen und stimmte nach eingehender Aussprache den vom Ausschuß für Beton und Eisenbeton vorgeschlagenen oberen Durchmessern für Einsteigschächte von 560 u. 700 mm zu.

Der **Ausschuß für Abflußrohre** hielt ebenfalls am 25. Oktober eine Sitzung ab. Der Entwurf „Muffendeckel für Abflußrohre" wurde zur Veröffentlichung freigegeben, das Blatt „Reinigungsöffnungen für Abflußrohre" zur Überarbeitung zurückgestellt.

Am 6. Dezember tagte in Dresden unter Leitung des Obmanns, Prof. Dr.-Ing. Gehler, der

**Unterausschuß für Knickbeanspruchungen**

im Arbeitsausschuß für einheitliche Techn. Baupolizeibestimmungen. Das Ergebnis wird im nächsten Heft der Baunormung veröffentlicht werden.

Am 7. Dezember beriet der

**Unterausschuß für Eisenbeton-Straßenbrücken**

zusammen mit dem

**Deutschen Ausschuß für Eisenbeton**

über Belastungsannahmen für Eisenbetonstraßenbrücken.

# Mitteilungen der Geschäftsstelle des NDI.

**Normblätter.**

Die Preise betragen ab 1. Januar d. J. bei Bezug von

| | | |
|---|---|---|
| 1— 5 | Blatt einer Nummer je | 150 M |
| 6—10 | „ „ „ „ | 135 „ |
| 11—20 | „ „ „ „ | 120 „ |
| 21—50 | „ „ „ „ | 105 „ |
| mehr als 50 | „ „ „ „ | 90 „ |

ausschließlich Versandkosten.

Die Dinormblätter erscheinen nur auf weißem Papier.

Bei Lieferung nach dem Ausland erfolgt Berechnung in der jeweiligen Landeswährung nach besonderem Angebot.

**Baunormenverzeichnis.**

Ein Verzeichnis der bisher herausgegebenen Normblätter für das Bauwesen ist von der Geschäftsstelle des NDI zum Preise von 30 M zu beziehen.

**Sammelmappen für Normblätter.**

Die Geschäftsstelle hat Sammelmappen für Normblätter in einfacher Ausführung mit Kalikodeckel anfertigen lassen. Der Preis beträgt 750 M.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstr. 8.

# DIE BAUNORMUNG

## Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

2. Jahrgang | 15. Februar 1923 | Nr. 2

INHALT:



## Sitzungsbericht.

### Arbeitsausschuß für Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken (DI NORM 1000).

**Sitzung des Ausschusses am 31. Oktober und 1. November 1922.**

Zu der Ausgabe 1921 der Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken (Dinorm 1000), veröffentlicht in den Mitteilungen der Gesellschaft für Bauingenieurwesen Nr. 2 vom 31. X. 20, war eine Anzahl Änderungsvorschläge eingegangen, die bei der Beratung der Normalbedingungen eingehend erörtert wurden. Das Ergebnis wird nachstehend wiedergegeben.

#### Allgemeines.

Hamburgische Wasserbaudirektion gibt folgende Anregung: Bisher haben die Normalbedingungen ihrer früheren Überschrift entsprechend fast nur für die „Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken und Hochbau" Anwendung gefunden. Es erscheint erwünscht, sie der jetzigen allgemeineren Überschrift gemäß auf weitere Fachgebiete auszudehnen, wie den Eisenschiffbau und den Dampfkesselbau. Sollte dieser Anregung Folge gegeben werden, was namentlich mit Rücksicht auf die Herstellung des Eisens, die zurzeit nach verschiedenen Normen für jedes Fachgebiet erfolgt, zu begrüßen wäre, so wird empfohlen, zu diesem Zweck mit dem „Handelsschiff-Normenausschuß" (angegliedert dem NDI) und dem „Verband der Dampfkesselüberwachungs-Vereine" Fühlung zu nehmen.

Beschluß: Dem Vorschlag soll insoweit Folge gegeben werden, als Schritte zu unternehmen sind, um eine Vereinheitlichung herbeizuführen. Es wird zu diesem Zweck mit dem H.N.A., mit der Deutschen Dampfkesselnormenkommission und mit weiteren noch festzustellenden Verbänden (Verein Deutscher Gas- und Wasserfachmänner) in Verbindung getreten. Eine Änderung der Überschrift wird abgelehnt.

#### I. Güte der Baustoffe.

Verein Deutscher Eisenhüttenleute schlägt vor, den ganzen Abschnitt „Güte der Baustoffe" fortzulassen und durch einen Hinweis auf die allgemeinen Werkstoffnormen zu ersetzen.

Beschluß: Mit der Neuauflage der Normalbedingungen soll nicht bis zum Abschluß der Werkstoffnormen gewartet, sondern die Neuauflage mit den sich aus der Beratung ergebenden Verbesserungen sobald wie möglich veröffentlicht werden. Wenn die Werkstoffnormen endgültig sind, wird eine Übereinstimmung der Normalbedingungen mit diesen herbeigeführt werden.

#### § 1. Das Prüfungsverfahren.

Absatz 1.

Geheimrat Dr.-Ing. Rudeloff. Hinter dem Wort „Bearbeitungsproben" soll in Klammer eingeschaltet werden: „(Rotbruchproben und Stauchproben)".

Beschluß: Der Antrag wird angenommen.

Eisenbahn-Zentralamt. Hinter dem Wort „maßgebend" soll eingeschaltet werden: „Die Probeentnahmestelle wird vom Abnahmebeamten nach freiem Ermessen gewählt."

Deutscher Eisenbau-Verband. Hinter dem Worte „maßgebend" soll statt des Vorschlages des Eisenbahn-Zentralamtes eingeschaltet werden: „Die Probeentnahmestelle wird vom Abnahmebeamten nach freiem Ermessen jedoch so gewählt, daß dadurch möglichst wenig Baustoff für seinen Bestimmungszweck unbrauchbar wird."

Die Vorschläge des Eisenbahn-Zentralamtes und des Deutschen Eisenbau-Verbandes wurden im Laufe der Besprechung zurückgezogen.

Absatz 2.

Geheimrat Dr.-Ing. Rudeloff. Der erste Satz soll lauten: „Die Probestäbe sind zimmerwarm von dem zu untersuchenden Eisen abzutrennen und mit schneidenden Werkzeugen zimmerwarm zu bearbeiten."

Auf Grund der Aussprache wurde diese Anregung ebenfalls zurückgezogen.

Absatz 4.

Eisenbahn-Zentralamt und Geheimrat Dr.-Ing. Rudeloff. Das Wort „Versuchslänge" ist überall durch „Meßlänge" zu ersetzen.

Beschluß: Dem Antrag wird zugestimmt.

Eisenbahn-Zentralamt und Eisenbahn-Generaldirektion Dresden. In Anlehnung an die vom Ausschuß für einheitliche Bezeichnungen gegebenen Grundsätze soll der Querschnitt mit F anstatt mit f bezeichnet werden.

Beschluß: Der Anregung wird stattgegeben.

Geheimrat Dr.-Ing. Rudeloff. Die Vorschrift, daß nur dann die Meßlänge $l = 11{,}3\sqrt{f}$ zu wählen ist, wenn der Querschnitt $f < 300$ mm² ist, während für alle Querschnitte $f = 300$ bis $500$ mm², $l = 200$ mm betragen soll, steht im Widerspruch mit der Erfahrung und ist nur durch Rücksichten auf die Zweckmäßigkeit der Bearbeitung der Probestäbe zu begründen. Sollte durch die in Frage kommenden Werkstoffausschüsse und den Verein Deutscher Eisenhüttenleute ein einheitlicher Stab mit $l = 11{,}3\sqrt{f}$ (oder $l = 5{,}65\sqrt{f}$) nicht zur Annahme gelangen, so ist es zu empfehlen, die Abweichung von der wissenschaftlichen Erkenntnis in den Normalbedingungen durch folgende Fußbemerkung zu erläutern: „Querschnitt $f > \left(\frac{1}{11{,}3}\right)^2$ bis 500 mm² sind zuzulassen, um die Bearbeitung von Stäben verschiedener Dicke in demselben Satz zu ermöglichen und sie nicht einzeln bearbeiten zu müssen."

Beschluß: Die alte Fassung des Absatzes 4 wird unter Berücksichtigung der oben angenommenen Änderungen beibehalten. Die von Herrn Geheimrat Rudeloff vorgeschlagene erläuternde Bemerkung ist in die Niederschrift über die Sitzungsverhandlungen aufzunehmen.

Eisenbahn-Generaldirektion Dresden. Hinter dem Wort „Durchmesser" ist einzuschalten: „Ausnahmsweise werden auch Zerreißproben von 20 mm Durchmesser mit nur 100 mm Meßlänge zugelassen. Bei diesen wird eine um $^1/_5$ größere Dehnung verlangt, wie bei Normalstäben."

Beschluß: Der Antrag wird vorläufig abgelehnt, bis ein Beschluß des Werkstoffausschusses vorliegt.

Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Bayern. Der Schlußsatz des Absatzes 4 soll statt „Über die Versuchslänge hinaus haben die Probestäbe nach beiden Seiten noch auf je 10 mm Länge den gleichen Querschnitt" lauten: „Über die Versuchslänge hinaus müssen die Probestäbe nach beiden Seiten noch auf je 10 mm Länge den gleichen Querschnitt haben."

Beschluß: Der Antrag wird angenommen. Das Wort „Versuchslänge" ist in „Meßlänge" zu ändern.

#### § 2. Flußeisen.

Absatz 2.

Eisenbahn-Zentralamt. Es soll statt „Satz" und „Satzweise" überall „Schmelzung" und „Schmelzungsweise" gesetzt werden.

Beschluß: Dem Antrag wird stattgegeben, da er bestehende Zweifel beseitigt und den ursprünglichen Sinn dieser Bedingungen (chargenweise Prüfung) eindeutig wiedergibt.

Absatz 4.

Deutscher Eisenbau-Verband. Statt „Härtebiegeproben" soll gesetzt werden „Härtbiegeproben", da die Proben sich nicht auf die Härte, sondern auf das Härten der Stücke beziehen.

Geheimrat Dr.-Ing. Rudeloff. Da eine Härtung bei dem in Rede stehenden Flußeisen nicht stattfindet, wird die Bezeichnung „Abschreckbiegeprobe" empfohlen.

Geheimrat Dr.-Ing. Krohn. Statt des Satzes: „Von den Probestäben wird die eine Hälfte zu Zerreißproben, die andere Hälfte zu Biegeproben, und zwar nach Wahl des Abnahmebeamten teils zu Kaltbiegeproben, teils zu Härtebiegeproben benutzt." soll gesetzt werden: „Von den Probestäben wird die eine Hälfte zu Zerreißproben, die andere Hälfte zu Kaltbiegeproben, Abschreckbiegeproben oder zu Rotbruchproben nach Wahl des Abnahmebeamten benutzt."

Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Bayern. Statt der Worte „eine Hälfte" soll geschrieben werden „halbe Anzahl".

Beschluß: Die Vorschläge Rudeloff, Krohn und Reichsverkehrsministerium Zweigstelle Bayern werden angenommen. Mit der Annahme des Vorschlages Rudeloff ist der Antrag des Deutschen Eisenbau-Verbandes hinfällig und wird zurückgezogen.

Absatz 5.

Eisenbahn-Generaldirektion Dresden. Diesem Absatz soll zugefügt werden: „Die ausgewählten Stäbe und Abfallenden werden gestempelt. Die Stempelzeichen sind stets so zu setzen, daß sie, in der Walzrichtung gesehen, aufrecht stehen."

Beschluß: Dem Vorschlag wird zugestimmt.

Absatz 7.

Deutscher Eisenbau-Verband. Der Anfang soll statt „Die einzelnen Stücke ......" lauten: „Statt ganzer Sätze können einzelne

Stücke, aus denen ......"(das Wort „können" in der dritten Zeile wird dann gestrichen).

Eisenbahn-Zentralamt. Der Satz: „Jedoch ist der Lieferer berechtigt" bis Schluß soll gestrichen werden.

Beschluß: Der Antrag des Deutschen Eisenbau-Verbandes wird angenommen. Das Wort „Sätze" ist durch „Schmelzungen" zu ersetzen.

Der Antrag des Eisenbahn-Zentralamtes wird abgelehnt. Es ist jedoch dem Satze, der bestehen bleibt, anzufügen: „Das Urteil über die Tauglichkeit steht dem Besteller zu."

### Zerreißproben.

Eisenbahn-Generaldirektion Dresden. Es soll der Tabelle vorgesetzt werden: „Verlangt wird eine Zugfestigkeit von 40 kg/mm². Die zulässigen Abweichungen von diesem Mittelwert und die Kleinstwerte der verlangten Dehnung sind nachstehend angegeben."

Oberbaudirektor Sperber und Regierungs- und Baurat Voß. Es sollen die Bedingungen für hochwertiges Flußeisen von 44 bis 51 kg/mm² Festigkeit und 20 vH Dehnung aufgenommen werden.

Begründung: Bei dem heutigen Stande der Walztechnik können die angegebenen Anforderungen allgemein an das Flußeisen gestellt werden, wie es auch bei Vorschriften anderer Länder, z. B. den amerikanischen geschieht. Es empfiehlt sich dringend, Bestimmungen für hochwertiges Flußeisen aufzunehmen, um zur Verwendung dieses für unsere Verhältnisse wirtschaftlichen Baustoffes anzuregen.

Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Bayern. Die Überschrift der letzten Spalte soll statt „Kleinste Dehnung in vH der Versuchslänge" lauten: „Dehnung in vH der Versuchslänge mindestens."

Beschluß: Der Antrag der Eisenbahn-Generaldirektion Dresden wird abgelehnt, da die Hüttenwerke, um mit möglichst großer Sicherheit innerhalb der vorgeschriebenen Festigkeitsgrenzen zu bleiben, von selbst eine mittlere Festigkeit anstreben.

## Deutsche Industrie-Normen

Noch nicht endgültig!

ENT-WURF 1
E 1556

# Flußstahl
gewalzt
Form-, Stab-, Universaleisen

Formeisen: I [ _/‾_

Stabeisen: ∟ L T O □ ⬡ ⌓ ▭ usw.

Universaleisen: ▭

### Güteabstufungen

| Marke | Bezeichnung | Bruchgrenze σb kg/mm² | Mindestdehnung in vH: bei 100 mm Meßlänge und Probedicken d von 28—8 mm[1] | unter 8—7 mm | unter 7—5 mm | bei 200 mm Meßlänge und Probedicken d von 28—8 mm[2] | unter 8—7 mm | unter 7—5 mm | Lichte Weite der Schleife bei der Kaltbiegeprobe |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***St 37*** | ***Normalgüte***[3] | ***37—44*** | | | | ***20*** | ***18*** | ***15*** | ***0,5 d*** |
| St 34 | Sondergüte auch feuerschweißbar | 34—42 | | | | 25 | 22 | 18 | 0,5 d |
| St 41 | Sondergüte | 41—50 | | | | 20 | 18 | 15 | 2 d |
| St 44 | Sondergüte | 44—52 | | | | 20 | 18 | 15 | 3 d |
| | Handelsgüte | Das Eisen darf weder kalt- noch rotbrüchig sein, d. h. die Stäbe müssen sich im warmen und kalten Zustand bis zum rechten Winkel biegen lassen bei einer Ausrundung, deren Halbmesser gleich der doppelten Stärke des Stabes ist. | | | | | | | |

1) Die in dieser Spalte später anzugebenden Werte gelten allgemein bei einem Zerreißstabe, dessen Meßlänge gleich 5 mal Probendurchmesser oder Durchmesser des dem Probenquerschnitt flächengleichen Kreises ist, wobei das Seitenverhältnis bei rechteckigen Querschnitten im allgemeinen nicht größer als 1:4 sein soll.

2) Die in dieser Spalte angegebenen Werte gelten allgemein bei einem Zerreißstabe, dessen Meßlänge gleich 10 mal Probendurchmesser oder Durchmesser des dem Probenquerschnitt flächengleichen Kreises ist, wobei das Seitenverhältnis bei rechteckigen Querschnitten im allgemeinen nicht größer als 1:4 sein soll.

3) Im allgemeinen wird nur die Normalgüte (Marke St 37) und Handelsgüte auf Lager gehalten.

### Prüfung und Abnahme.

Die Prüfung kann nach vereinbarten Losen, nach Schmelzungen (schmelzungsweise) und ohne besondere Vereinbarungen erfolgen.

Bei los- oder schmelzungsweiser Prüfung dürfen zu Probezwecken entnommen werden:
aus jedem Satz oder aus jeder Schmelzung drei Stäbe in Walzlänge,
höchstens aber 1 Stab von je 20 oder angefangenen 20 Stück.

War eine besondere Vereinbarung nicht getroffen, so können zu Probezwecken entnommen werden:
5 Stück von je 100 Stäben, jedoch nur
1 Stück von 2000 kg oder angefangenen 2000 kg bei Sorten bis zu 20 kg/m,
1 Stück von je 5000 kg oder angefangenen 5000 kg bei Sorten über 20 kg/m.

Nach Möglichkeit sind kürzere Stäbe oder Abfallenden zu verwenden.

Aus jedem entnommenen Stück darf je ein Zerreiß- und Biegestab zu Probezwecken hergestellt werden. Für Proben, die den vorgeschriebenen Werten nicht genügen, sind 2 Ersatzproben aus demselben Los oder derselben Schmelzung zu entnehmen.

Zerreiß- und Biegestäbe mit sichtbaren Fehlern scheiden für die Prüfung aus. Probestäbe, die nach der Prüfung Fehlstellen aufweisen, werden für das Prüfungsergebnis ausgeschieden, falls sie den vorgeschriebenen Werten nicht genügt haben.

Die Probestäbe müssen sachgemäß und ohne Werkstoffänderung abgetrennt werden. Wärmebehandlung ist unzulässig; wird jedoch das Gebrauchsstück ausgeglüht, so sind auch die Proben auszuglühen. Die Walzhaut soll auf den Proben möglichst belassen werden.

Querproben und die hierfür etwa festzusetzenden Dehnungswerte unterliegen besonderer Vereinbarung.

Die Bestimmungen gelten für Material bis 28 mm Stärke, bei größeren Stärken sind besondere Vereinbarungen zu treffen. Für Probestücke von weniger als 5 mm Stärke sind Zerreißversuche nicht vorgeschrieben.

Bearbeitung im blauwarmen Zustand ist unzulässig.

Entwurf: Einspruchsfrist 15. März 1923.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

## Zulässige Abmaße

mm

| Profil | | Länge bei besonderer Vorschrift | Länge bei handelsüblicher Bestellung | Höhe | | Breite | | Stärke | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Formeisen | I L _/‾_ | | ± 50 bei Qualitäten ± 100 bei Handelsgüte | bis 200 | ± 2 | innerhalb des zulässigen Gewichtsspielraumes von ± 6 vH | | | |
| | | | | über 200—400 | ± 3 | | | | |
| | | | | über 400 | ± 4 | | | | |
| Stabeisen | ⅂ L T usw. | fest ± 5 (fix gefräst)[1] nicht fest ± 10 (fix)[1] | ± 250 | über 15—50 | ± 1 | über 15—50 | ± 1 | über 15—50 | ± 0,5[2] |
| | | | | „ 50—100 | ± 1,5 | „ 50—100 | ± 1,5 | „ 50—100 | ± 0,75 |
| | | | | „ 100—150 | ± 2 | „ 100—150 | ± 2 | „ 100—150 | ± 1 |
| | | | | „ 150 | ± 4 | „ 150 | ± 4 | „ 150 | ± 1,25 |
| | ○ □ ⬡ usw. | | | | | | | 5—25 | ± 0,5 |
| | | | | | | | | über 25—50 | ± 0,75 |
| | | | | | | | | „ 50—80 | ± 1 |
| | | | | | | | | „ 80—100 | ± 1,25 |
| | | | | | | | | „ 100—120 | ± 1,5 |
| | | | | | | | | „ 120—160 | ± 2 |
| | | | | | | | | „ 160—200 | ± 2,5 |
| | ▭ ◠ usw. | | | | | unter 50 | ± 1 | unter 12,5 | ± 0,5 |
| | | | | | | bei 50 und mehr | ± 2 vH | bei 12,5 und mehr | ± 4 vH |
| Universaleisen 5 mm und stärker | | | | | | ± 2 vH | | ± 5 vH, mindestens aber 0,5 mm[3] | |
| | | | | | | | | ± 3 vH[4] | |

1) Die eingeklammerten Bezeichnungen entsprechen den bisherigen Werksausdrücken.
2) Bei Winkeleisen werden die Schenkelenden nur für die im deutschen Normalprofilbuch für Walzeisen angegebenen Stärken voll ausgewalzt.
3) Die Stärke des Universaleisens ist an den Seiten, nicht in der Breitenmitte zu messen. Die angegebenen Zahlen gelten für das größte an einer Stelle festgestellte Abmaß.
4) Diese Zahl gibt die größtzulässigen Abweichungen verschiedener Stellen eines und desselben Stückes gegenüber dem höchstzulässigen Abmaß an.

Der Gewichtsspielraum für die Gesamtlieferung beträgt ± 6 vH, der für den einzelnen Stab ergibt sich aus dessen Abmaßen. Abweichungen in den Querschnittsabmessungen, die durch Walzenverschleiß bedingt sind, sind innerhalb der Grenzen des Gewichtsspielraums zulässig. Wird Spielraum für Abmessungen und für Gewicht nur nach oben oder nach unten gewünscht, so gilt der zwischen der Plus- und Minus-Grenze liegende Gesamtspielraum nach einer Richtung, z. B. statt ± 2 gilt entweder + 4 oder — 4. Geringere Spielräume als in der Zahlentafel angegeben unterliegen besonderer Vereinbarung.

Januar 1923

Der Antrag Sperber und Voß wird ebenfalls abgelehnt, da mit den in Deutschland zur Verfügung stehenden Rohmaterialien die Herstellung der Normalgüte (37—44 kg/mm²) sich wirtschaftlich am günstigsten gestaltet und die größte Gewähr für Gleichmäßigkeit des Eisens bietet.

Der Antrag Bayerns wird angenommen. Statt „Versuchslänge" ist „Meßlänge" zu setzen.

**Sonstige Proben.**

Flacheisen, Formeisen und Bleche.

Reichsverkehrsministerium Zweigstelle Bayern. Der Überschrift 1 soll zugefügt werden: „von 5 mm Stärke aufwärts".

Beschluß: Der Anregung wird stattgegeben.

Kaltbiegeprobe.

Geheimrat Dr.-Ing. Rudeloff. Statt „kalt gebogen" soll gesagt werden: „bei Zimmerwärme gebogen".

Beschluß: Der Vorschlag wird angenommen.

Härtebiegeprobe.

Bezüglich der Überschrift s. Anträge zu Absatz 4, § 2.

Geheimrat Dr.-Ing. Rudeloff. Statt „(600 bis 700° C)" soll geschrieben werden „(700 bis 720° C)".

Eisenbahn-Zentralamt. Statt „(600 bis 700° C)" soll geschrieben werden „(720—750° C)".

Beschluß: Das Wort „Härtebiegeprobe" ist durch „Abschreckbiegeprobe" zu ersetzen. Die Anträge wurden beide abgelehnt. Angenommen wurde ein Antrag aus der Versammlung: statt „(600 bis 700° C)" soll geschrieben werden „(700 bis 750° C).".

Rotbruchprobe.

Geheimrat Dr.-Ing. Rudeloff. Für diesen Satz wird folgende Fassung vorgeschlagen: „Ein in rotwarmem Zustande auf 6 mm Dicke und etwa 40 mm Breite abgeschmiedeter Probestreifen soll rotwarm mit einem Stempel von 20 mm Durchmesser in der Mitte gelocht und das Loch dann mit einem sich verjüngenden Lochstempel, der 80 mm lang ist und 20 mm Durchmesser am dünnen, 30 mm am dicken Ende hat, bei rotwarmem Zustande des Probestückes auf 30 mm erweitert werden, ohne daß hierbei ein Einriß in den Probestreifen entstehen darf."

Beschluß: Der Vorschlag wird angenommen.

3. Nieteisen und 4. Schraubeneisen.

Geheimrat Dr.-Ing. Rudeloff. Bezüglich der Temperaturvorschrift „(600 bis 700° C)" s. Vorschläge unter Härtebiegeprobe.

Beschluß: Der Antrag wird insoweit angenommen, als der Beschluß hinsichtlich der Abschreckbiegeprobe hierher übertragen würde. Die Temperaturvorschrift 600—700 wird umgeändert in 700—750°.

**§ 3. Stahl.**

Absatz 1.

Frankfurter Architekten- und Ingenieurverein. Angabe der Stahlsorten, ob Nickel-, Chrom-, Wolfram-, Vanadium- oder Molybdänstahl vorliegt.

Beschluß: Der Antrag wird abgelehnt, da ein Bedürfnis für die Angabe der Stahlsorten in den Normalbedingungen nicht anerkannt wird.

A. Stahlformguß und B. Gewalzter und geschmiedeter Stahl.

Eisenbahn-Generaldirektion Dresden. Im gleichen Sinne wie im § 2, Absatz A soll für Stahl eine mittlere Zerreißfestigkeit von 50 kg/mm² vorgeschrieben werden.

Beschluß: Der Antrag wird aus den bereits oben angeführten Gründen abgelehnt.

**A. Stahlformguß.**

Absatz 1.

Verein Deutscher Stahlformgießereien. Es sollen die Worte „nachdem sie mindestens aus dem Groben geputzt sind" gestrichen werden.

Begründung: Für die Wirkung des Glühprozesses und für die Güte des Werkstoffes ist es gleichgültig, ob das Gußstück vor oder nach dem Putzen ausgeglüht wird. Wenn auch das Ausglühen eines Gußstückes nach dem Putzen die Regel ist, so muß es doch grundsätzlich Sache der Gießerei bleiben, den Fabrikationsgang nach ihrem Bedürfnis einzurichten. Ganz abgesehen davon, daß tatsächlich in einzelnen Fällen, z. B. bei Abgüssen, die mit großen Spannungen aus der Form gehoben werden oder bei Hohlgußkörpern mit vielen Kernen der umgekehrte Weg eingeschlagen werden muß.

Entsprechend dem Wortlaut der Bestimmungen des Vereins Deutscher Stahlformgießereien wird für den Absatz 1 folgende Fassung angenommen:

„Stahlformgußstücke dürfen keine Gußfehler haben, die die Verwendbarkeit des Stückes beeinträchtigen. Die Abgüsse müssen zweckentsprechend ausgeglüht werden."

Es soll der Einheitlichkeit halber der Verein Deutscher Stahlformgießereien veranlaßt werden, das Wort „sollen" durch „müssen" zu ersetzen.

Absatz 3.

Regierungs- und Baurat Voß und Schleswig-Holsteinischer Architekten und Ingenieur-Verein. Die Dehnungsziffer soll auf mindestens 15 vH (statt 10 vH) festgesetzt werden.

Geheimrat Dr.-Ing. Rudeloff weist auf Blatt 16 des Entwurfes des Vereins deutscher Stahlformgießereien vom April 1920 hin. Diese Vorschläge sind vom Arbeitsausschuß „Gießereierzeugnisse" angenommen; sie lauten:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| bei 40—45 $kg/mm^2$ | Festigkeit | mindestens | 20 vH | Dehnung |
| „ 45—50 | „ | „ | 18 „ | „ |
| „ 50—55 | „ | „ | 15 „ | „ |
| „ 55—60 | „ | „ | 12 „ | „ |
| „ 60—68 | „ | „ | 8 „ | „ |

Es dürfte sich empfehlen, Übereinstimmung mit diesen Vorschriften herbeizuführen.

Eisenbahn-Zentralamt. Es soll eine Festigkeit von 50 bis 60 $kg/mm^2$ bei mindestens 12 vH Dehnung vorgeschrieben werden.

Verein deutscher Stahlformgießereien schlägt eine Festigkeit von 45 bis 55 $kg/mm^2$, mit einer Mindestdehnung von 14 vH (Kurzstab von 20 mm Durchmesser und 100 mm Meßlänge) vor.

Die Anträge hinsichtlich der Festigkeitsziffer von Voß, Rudeloff, E. Z., V. D. Stahlformgießereien wurden zusammen behandelt und nachstehende Fassung des Satzes beschlossen:

„Die Zerreißproben sollen eine Festigkeit von 50 bis 60 $kg/mm^2$ mit mindestens 10 vH Dehnung bei einer Meßlänge von $l = 11{,}3 \sqrt{F}$ ergeben."

**B. Gewalzter oder geschmiedeter Stahl.**

Deutscher Eisenbau-Verband. Der Überschrift „Gewalzter oder geschmiedeter Stahl" oder auch der Überschrift des § 3 „Stahl" soll in Klammern zugefügt werden: „(Für Auflagerteile, Gelenke und dergl.)".

Begründung: Es soll vorgebeugt werden, daß die unter B genannten Festigkeits- und Dehnungszahlen nicht auf gewöhnliche Eisenbauteile Anwendung finden.

Beschluß: Dem Antrag wird insofern stattgegeben, als der Überschrift des § 3 „Stahl" in Klammern hinzugefügt wird „(für Auflagerteile, Gelenke und dergleichen)".

Absatz 3.

Regierungs- und Baurat Voß und Schleswig-Holsteinischer Architekten und Ingenieur-Verein. Die Dehnungsziffer soll auf 20 vH (statt 16 vH) erhöht werden.

Geheimrat Dr.-Ing. Rudeloff. Nach der geforderten Festigkeit von 45 bis 60 $kg/mm^2$ wird also auch Material mit Festigkeiten unter 50 $kg/mm^2$ als „Stahl" bezeichnet. Dies steht im Widerspruch mit der jetzt üblichen, auch vom Deutschen Verbande für die Materialprüfungen der Technik angenommenen Nomenklatur für Stahl und Eisen, nach der Stahl im ausgeglühten Zustande mindestens 50 $kg/mm^2$ Zugfestigkeit besitzen soll. Außerdem steht die Forderung von 45—60 $kg/mm^2$ für Stahl auch im Widerspruch mit § 2 Flußeisen, wobei 4 bis 7 mm Dicke eine Festigkeit von 36—47 $kg/mm^2$ für Flußeisen vorgesehen ist. Wie sollte ein Gutachter im Streit darüber, ob es sich um Stahl oder Eisen handelt, entscheiden, wann für Stahl 45—60 und für Flußeisen 36—47 $kg/mm^2$ angenommen ist?

Eisenbahn-Zentralamt. Es soll eine Festigkeit von 50 bis 60 $kg/mm^2$ bei mindestens 18 vH Dehnung vorgeschrieben werden.

Nach dem Vorschlage des Vereins deutscher Eisenhüttenleute (Entwurf Februar 1920, Blatt 7) ist in den Güteabstufungen angegeben: Zerreißfestigkeit 50—60 $kg/mm^3$, Dehnung 18 vH.

Die Anträge Voß, Rudeloff; Eisenbahn-Z.-A. wurden zusammen behandelt und beschlossen, folgende Werte einzusetzen: „Zerreißfestigkeit 50—60 $kg/mm^2$, Dehnung 18 vH bei einer Meßlänge von $l = 11{,}3 \sqrt{F}$."

**§ 4. Gußeisen.**

Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Bayern. Absatz 2 soll statt: „Das Gußeisen soll zähe und so weich sein, daß es mittels Meißel und Feile zu bearbeiten ist" lauten: „Das Gußeisen soll zähe und so weich sein, daß es mittels Meißel und Feile bearbeitet werden kann."

Deutscher Eisenbau-Verband und Architekten- und Ingenieur-Verein Wiesbaden. Im letzten Absatz ist das Wort „Geländer" zu streichen, da für Geländer auf Brücken, Ufermauern usw. auch Sicherheit gefordert wird.

Beschluß: Die Anträge des Reichsverkehrsministeriums, Zweigstelle Bayern, des deutschen Eisenbau-Verbandes und des Architekten- und Ingenieur-Vereins Wiesbaden werden angenommen.

## II. Herstellung der Eisenbauwerke.

Baurat Karl Bernhard. Im Anschluß an die Überschrift soll folgende Fußnote angefügt werden: „Diese Bestimmungen gelten für Hochbauten nur in den Fällen, wo mehr als 1400 $kg/cm^2$ Beanspruchung zugelassen sind. Werden geringere Beanspruchungen zugrunde gelegt, z. B. bei Deckenträgern, gewöhnlichen Hochbaustützen, gewöhnlichen, als einfache Balken wirkenden Dachbindern von nicht mehr als 20 m Spannweite, darf eine Herabsetzung der auf die Herstellung bezüglichen Bestimmungen insbesondere in den §§ 6 und 7 zugelassen werden. In diesen Fällen können sämtliche Schrauben- und Nietlöcher um 2 mm kleiner als endgültig vorgesehen gestanzt werden. Sie müssen dann nach erfolgtem Zusammenbau und Ausrichten der Konstruktion auf das vorgeschriebene Maß mit der Reibahle aufgerieben werden, und zwar die Niete der Stoßverbindungen nach Zusammenbau und Ausrichten der gesamten Konstruktion im Werke oder auf der Baustelle, die übrigen Niete (Gurtniete, Heftniete u. dergl.) nach dem Zusammenbau und Ausrichten der einzelnen Stäbe. Die Nietköpfe dürfen bis $^1/_{10}$ des Durchmessers aus der Schaftmitte sitzen. Von der Entfernung des Bartes darf Abstand genommen werden. Von der Besichtigung der Bauteile vor dem deckenden Grundanstrich kann abgesehen werden."

Begründung: Jedem in der Praxis stehenden Eisenbauingenieur ist es bekannt, daß für gewöhnliche Hoch- und selbst für Kranbauten kurz bei Eisenkonstruktionen, welche nicht unmittelbar als Brücken- und Hallenbauten für behördliche Bauherren dienen, die Normalbedingungen in einzelnen wichtigen Punkten in der Regel nicht erfüllt werden. Darüber wird von Lieferanten, Unternehmern und Baupolizeibehörden stillschweigend hinweggegangen. Nicht wenige Streitigkeiten entstehen jedoch aus dieser Nichterfüllung der Normalbedingungen in der Wirklichkeit.

Es wird beschlossen, die Anregung von Baurat Bernhard nach Durchberatung der hierher gehörigen Bestimmungen zu prüfen.

**§ 5. Zeichnungen und Berechnungen.**

Absatz 1.

Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Bayern. In Zeile 2 das Wort „vorhandenen" zu streichen. Den letzten Satz statt: „so rückt der Liefertermin entsprechend hinaus" zu schreiben: „so rückt die Lieferfrist entsprechend hinaus".

Beschluß: Dem Antrag wird zugestimmt mit der Abänderung, daß geschrieben wird: „so wird die Lieferfrist entsprechend verlängert".

Weiter werden die Worte „statischen Berechnungen" durch „Festigkeitsberechnungen" ersetzt.

Absatz 3.

Architekten-Verein zu Berlin. Der Schlußsatz: „In der Ausführung sich vorfindende Mängel können durch Unklarheit oder Unvollkommenheit der Zeichnungen nicht entschuldigt werden" soll ersetzt werden durch den Satz: „Für die durch Unklarheit oder Unvollkommenheit der Zeichnungen entstehenden Mängel haftet allein der Unternehmer."

Beschluß: Die Änderung wird angenommen.

Absatz 4.

Eisenbahn-Zentralamt. Hinter Absatz 4 ist zuzufügen: „Es steht ihm frei, an Stelle der vorgeschriebenen, etwa schwer zu beschaffenden Profile die Verwendung anderer von gleicher Tragfähigkeit zu beantragen."

Beschluß: Der Antrag wird mit der Abänderung angenommen, daß geschrieben wird: „Es steht ihm frei, an Stelle der vorgeschriebenen etwa schwer zu beschaffenden Walzeisen im Einvernehmen mit dem Besteller andere von gleicher Tragfähigkeit zu verwenden."

Absatz 5.

Deutscher Eisenbau-Verband. Zwischen „vorher" und „eine Vereinbarung" soll das Wort „schriftlich" eingefügt werden.

Beschluß: Der Vorschlag wird angenommen.

Absatz 6.

Eisenbahn-Generaldirektion Dresden. Für Absatz 6 wird folgende Fassung vorgeschlagen: „Sind die für die Verdingungen maßgebenden Zeichnungen, statischen und Gewichtsberechnungen nur allgemein gehalten oder unvollständig, so ist der Unternehmer verpflichtet, auf Grund dieser Verdingungsunterlagen die für die Ausführung maßgebenden Werkzeichnungen, statischen und Gewichtsberechnungen selbst herzustellen. Die statische Berechnung muß in allen Teilen der Ausführung entsprechen und über die im Bauwerk zu erwartenden Spannungen erschöpfenden Aufschluß geben. Diese Ausführungsunterlagen hat der Unternehmer — und zwar die Werkzeichnungen in zwei Ausfertigungen, falls nicht vertraglich eine andere Zahl festgesetzt ist — mit seiner Unterschrift versehen dem Besteller so zeitig zur Genehmigung einzureichen, daß die Arbeit nicht aufgehalten wird. Eine durchgesehene Ausfertigung der Werkzeichnung, die der Ausführung und der Abrechnung zugrunde gelegt wird ....".

(bis Schluß des Absatzes.)

Beschluß: Der Antrag wird in folgender Fassung angenommen: „Sind die für die Verdingung seitens des Bestellers gefertigten Zeichnungen nur allgemein gehalten oder unvollständig, so ist der Unternehmer verpflichtet, auf Grund beglaubigter Vervielfältigungen der Verdingungszeichnungen die für die Ausführung erforderlichen Werkzeichnungen anfertigen zu lassen und diese mit seiner Unterschrift in 2 Ausfertigungen — wenn vertraglich keine andere Zahl festgesetzt ist — dem Besteller so zeitig zur Genehmigung einzureichen, daß kein Aufenthalt der Arbeit eintritt. Eine durchgesehene Ausfertigung..... spätestens 3 Wochen nach der Einsendung zurück. Wird der festgesetzte Zeitraum vom Besteller überschritten, so soll dem Unternehmer auf sofortigen schriftlichen Antrag eine angemessene Verlängerung der Frist für die Fertigstellung des Eisenbaues gewährt werden, wobei das Eintreten einer für die Bauausführung ungünstigen Jahreszeit oder sonstiger ungünstiger Verhältnisse zu berücksichtigen ist.

Falls bei der Ausschreibung vom Unternehmer Festigkeitsberechnungen verlangt werden, ist er für die Richtigkeit dieser Festigkeitsberechnungen verantwortlich. Diese Festigkeitsberechnungen sind, wenn keine andere Zahl vertraglich vorgesehen ist, vom Unternehmer gleichfalls in 2 Ausfertigungen einzureichen."

Unterbadischer und Mannheim-Ludwigshafener Architekten- und Ingenieurverein zu Mannheim. Nach den Worten „für die Ausführung erforderlichen Werkzeichnungen" einzuschalten: „in obigen Maßstäben".

Beschluß: Der Anregung wird nicht entsprochen.

Eisenbahn-Zentralamt. In Absatz 6 soll hinter den Worten ..... „der Arbeit eintritt" eingeschaltet werden: „Aus den Werkzeichnungen müssen alle Maße, die Abmessungen der Knotenbleche, die Längen der einzelnen Stäbe, Benennung der Walzprofile, Niet- und Schraubendurchmesser, sowie die Nietabstände hervorgehen."

Eisenbahn-Zentralamt. Dem Absatz 6 soll zugefügt werden: „Müssen Werkzeichnungen zurückgegeben werden, weil dieselben unvollständig oder mangelhaft sind, so hat der Unternehmer keinen Anspruch auf Fristverlängerung."

Beschluß: Beide Anträge werden für die Normalbedingungen abgelehnt, doch empfohlen, sie in behördlichen Ergänzungsvorschriften zu berücksichtigen.

Eisenbahn-Zentralamt. Die Frist für die Rückgabe der Werkzeichnungen soll auf drei Wochen (statt zehn Tage) festgesetzt werden.

Beschluß: Die Änderung wird angenommen.

Deutscher Eisenbau-Verband. Der Absatz 6 ist zu ergänzen durch den Schlußsatz: „wobei das Eintreten einer für die Bauausführung ungünstigen Jahreszeit oder sonstiger ungünstiger Verhältnisse zu berücksichtigen ist".

Beschluß: Der Anregung wird durch Änderung des letzten Satzes Rechnung getragen (s. Beschluß bzgl. des Antrages der Eisenbahn-Generaldirektion Dresden).

Absatz 9.

Deutscher Eisenbau-Verband. Dieser Absatz ist zu streichen.

Begründung: Der Absatz erscheint im Hinblick auf die Bestimmungen im § 12, Abs. 2 als überflüssig.

Beschluß: Der Streichung des Absatzes 9 wird zugestimmt, doch sollen im § 12 die Gewichtsangaben deutlicher hervorgehoben werden.

## § 6. Bearbeitung.

Frankfurter Architekten- und Ingenieurverein schlägt vor, die §§ 7 und 8 vor § 6 zu setzen.

Beschluß: Die Entscheidung wird dem Obmann überlassen.

Vorschrift 1.

Regierungs- und Baurat Voß. Statt des Satzes „so daß die Fugen dicht schließen" soll hinter „sind genau auszurichten" gesetzt werden: „so daß die Stücke dicht anliegen und nicht erst — namentlich bei Biegungen und Kröpfungen — durch die Befestigungsniete herangezogen werden".

Eisenbahn-Zentralamt. Der zweite Absatz der Vorschrift 1 wird gestrichen. Nach dem ersten Absatz soll eingeschaltet werden: „Die Kanten der Bleche, die Kopfflächen aller Flach-, Winkel- und Formeisen, sowie aller aus verschiedenen Teilen zusammengesetzten Träger sind auf genaues Maß zu bearbeiten. Bei gegossenen Lagerteilen müssen die Flächen, die in Berührung kommen, genau gehobelt oder abgedreht werden. Besonders ist zu beachten, daß die Durchmesser der Rollen eines Lagers an allen Stellen vollkommen gleich sind. Bei Säulen, Stützen oder Stäben, die aus mehreren Eisenteilen zusammengesetzt sind, hat die Bearbeitung der Stützflächen, in denen eine unmittelbare Kraftübertragung stattfindet, erst nach der Vernietung zu erfolgen.

Die Biegungen und Kröpfungen der Platten und Stäbe sind glatt und ohne Verdrehung herzustellen und dürfen weder Risse noch Brüche haben. Hinter den Kröpfungen und Biegungen müssen die Teile so anliegen, daß sie später nicht erst durch die Befestigungsniete herangezogen werden müssen.

Ausgezogene Ecken von Behälterblechen müssen so zugeschärft werden, daß sie ohne jede Zwischenlage dicht schließen.

Nur bei Teilen, die wasserdicht sein sollen, können Fugen und vor Prüfung und Abnahme verstemmt werden." (Hierfür ist der zweite Absatz der Vorschrift 8 zu streichen.)

Beschluß: Die Vorschläge zu 1 werden wie folgt berücksichtigt Der Satz „Die Kanten..... bearbeiten" kommt in die Ergänzungsbestimmungen.

Der Satz „Bei gegossenen Lagerteilen ...... gleich sind" wurde angenommen; nach dem Wort „abgedreht" sind die Worte „oder gefräst" einzufügen.

Der Satz „Bei Säulen ..... zu erfolgen" wurde angenommen.

Der Satz „Die Biegungen ...... müssen" wurde angenommen mit der Änderung, daß an Stelle der Worte „und dürfen weder Risse noch Brüche haben" gesetzt wird „ohne daß hierbei Risse oder Brüche entstehen". Damit wird gleichzeitig der Antrag Voß berücksichtigt.

Der Satz „ausgezogene Ecken ....... schließen" wurde angenommen.

Das Wort „Behälterbleche" ist im Druck hervorzuheben.

Der Satz „Nur bei Teilen ...... verstemmt werden" wurde in folgender geänderter Fassung angenommen: „Das Verstemmen der Fugen und Niete vor Prüfung und Abnahme ist nur bei Teilen gestattet, die für Flüssigkeiten oder Gase dicht sein sollen."

Vorschrift 3.

Reichsverkehrsministerium Zweigstelle Bayern. Der Schluß dieser Vorschrift, der jetzt lautet: „..... (sogen. Blauwärme) ist tunlichst zu vermeiden. Hat trotzdem eine solche stattgefunden, so ist das fertige Gebrauchsstück in geeigneter Weise auszuglühen", soll folgende Fassung erhalten: „..... (sogen. Blauwärme) ist verboten".

Beschluß: Der Antrag wird angenommen.

Vorschrift 4, Absatz 1.

Eisenbahn-Zentralamt. Im Absatz 1 soll hinter die Worte „2 mm Breite" eingefügt werden: „beim Brennschneideverfahren mindestens 5 mm Breite, unter allen Umständen jedoch soweit er verletzt ist......".

Beschluß: Der Antrag wird angenommen.

Folgender Zusatz wird beschlossen: „Ausnahmen bedürfen der Genehmigung des Bauherrn."

Dem Schlußsatz wird folgende Fassung gegeben: „Auf unwesentliche Teile, Futterstücke usw. findet diese Vorschrift keine Anwendung."

Vorschrift 4, Absatz 2.

Deutscher Eisenbau-Verband. Der zweite Absatz soll lauten: „Einspringende Ecken sind gut auszurunden, so daß ein Einreißen mit Sicherheit vermieden wird."

Eisenbahn-Zentralamt. Der zweite Absatz soll lauten: „Einklinkungen und einspringende Ecken sind mit möglichst großem Halbmesser auszurunden. Die Herstellung von Ausklinkungen und von einspringenden Ecken muß derart erfolgen, daß durch das Verfahren selbst oder eine entsprechende Vorarbeit, z. B. Bohren von Löchern in den Ecken, ein Einreißen mit Sicherheit vermieden wird."

Beschluß: Der Antrag des Deutschen Eisenbau-Verbandes wird abgelehnt, dagegen der Antrag des Eisenbahn-Zentralamts angenommen mit der Abänderung, daß die Worte „Einklinkungen und" sowie „von Ausklinkungen und" gestrichen wurden.

Vorschrift 5.

Eisenbahn-Generaldirektion Dresden. Für den Anfang wird folgende Fassung vorgeschlagen: „Alle Schrauben- und Nietlöcher sind zu bohren. Ausgenommen hiervon sind nur Löcher in Futterplatten, die gelocht werden dürfen. Der an den Löchern entstandene Grat....." (bis Schluß des Absatzes).

Eisenbahn-Zentralamt. Die Vorschrift 5 soll lauten: „Alle Schrauben- und Nietlöcher sind zu bohren: ausgenommen hiervon sind diejenigen in Futterplatten, Belag- und Riffelblechen, sowie in Blechen für Wasserbehälter unter 8 mm Dicke, die gelocht werden dürfen. Der an den Löchern entstandene Grat muß vor dem Zusammenlegen und Nieten der Stücke sorgfältig entfernt werden."

Deutscher Eisenbau-Verband. Die Vorschrift soll lauten: „Alle Schrauben- und Nietlöcher mit Ausnahme derjenigen in Belag- und Riffelblechen, sowie Futterblechen, die gelocht werden dürfen, sind zu bohren. In besonderen Fällen sollen nach eingehender Prüfung der Verhältnisse und im Einvernehmen mit dem Besteller sämtliche Schrauben- und Nietlöcher, aber um 2 mm kleiner als endgültig vorgesehen, gestanzt werden. Sie müssen dann nach erfolgtem Zusammenbau und Ausrichten der Konstruktion auf das vorgeschriebene Maß mit der Reibahle aufgerieben werden, und zwar die Niete der Stoßverbindungen nach Zusammenbau und Ausrichten der gesamten Konstruktion im Werke oder auf der Baustelle, die übrigen Niete (Gurtniete, Heftniete u. dergl.) nach dem Zusammenbau und Ausrichten der einzelnen Stäbe."

Beschluß: Von den Vorschlägen der Eisenbahn-Generaldirektion Dresden, des Eisenbahn-Zentralamts und des Deutschen Eisenbau-Verbandes wird der des Eisenbahn-Zentralamts angenommen mit der Änderung, daß für die Worte „Blechen für Wasserbehälter" gesetzt wird „Behälterblechen"; die beiden andern Anträge werden abgelehnt.

Hinsichtlich des 2. Teiles des Antrages vom Eisenbau-Verband wurde beschlossen, einen kleinen Ausschuß einzusetzen, der Material zu sammeln hat, ob die Vorschrift des Bohrens wirtschaftliche Schädigungen für kleinere Werke des Eisenbaues zur Folge hat und ob durch diese Vorschrift die Exportindustrie im Eisenbau leidet. Der Ausschuß

soll eingesetzt werden vom deutschen Eisenbau-Verband unter Zuziehung des Herrn Baurats Bernhard.

Vorschrift 7.

Verkehrsministerium, Zweigstelle Bayern. In Zeile 5 soll das Wort „meßbare" gestrichen werden.

Regierungs- und Baurat Voß. Hinter „ausgeglichen werden" ist einzuschalten: „Es empfiehlt sich, die Löcher mit 1 bis 2 mm kleinerem Durchmesser vorzubohren".

Begründung: Diese Maßnahme soll verhindern, daß durch Aufreiben größere Nietlöcher entstehen, als vom Konstrukteur vorgesehen sind.

Beschluß: Der Vorschlag Bayerns wird angenommen, der Antrag Voß dagegen abgelehnt.

Ebenso wurde abgelehnt ein von Herrn Oberbaurat Kommerell gestellter Antrag, folgenden Zusatz zu machen: „Alle Nietlöcher sind in den zu verbindenden Teilen, die getrennt für sich gebohrt werden, zunächst mit einem kleineren Durchmesser herzustellen und erst nach dem Zusammensetzen der Teile auf den richtigen Durchmesser zu bringen, so daß sie vollständig glatte Wandungen erhalten."

Ausschlaggebend für die Ablehnung der beiden letzten Anträge war die Ansicht der überwiegenden Mehrheit des Ausschusses, die die Forderung gut aufeinanderpassender Nietlöcher als ausreichend ansah und die Art der Nietlochfertigung mit den in Vorschrift 7 enthaltenen Einschränkungen dem Hersteller überlassen will.

Vorschrift 8.

Eisenbahn-Zentralamt. Dem ersten Absatz soll zugefügt werden: „Bei Anwendung von Nietpressen darf der Druck erst nach eingetretener Schwarzwärme abgestellt werden."

Der zweite Absatz ist zu streichen (s. Antrag des Eisenbahn-Zentralamtes zu Vorschrift 1).

Beschluß: Die Anträge zu Absatz 1 und 2 werden angenommen.

Weiter wird angenommen ein Antrag der Hamburgischen Wasserbaudirektion im Satze des Absatz 3. „Alle nicht ..... zu ersetzen" die Worte „wieder herauszuschlagen und" zu streichen.

Vorschrift 9.

Von verschiedenen Seiten liegt der Antrag vor, hinter dem Worte „Whitworthsches" einzuschalten: „oder metrisches". Nach der Dinorm 12, 61, 70 Bl. 1, 126 und 139 kommt für die im Eisenbau vorkommenden Schrauben nur noch Whitworthsches Gewinde in Frage, so daß sich diese Anträge erübrigen dürften.

Beschluß: Die Worte „oder metrisches" sollen nicht hinzugefügt werden.

Eisenbahn-Zentralamt. Nach den Worten „rein ausgeschnitten sein" soll der Satz eingefügt werden: „Die Schraubenbolzen müssen die zugehörigen Löcher ausfüllen."

Beschluß: Dem Antrag wird stattgegeben.

Eisenbahn-Generaldirektion Dresden. Zwischen Vorschrift 9 und 10 soll als neue Vorschrift eingeschaltet werden: „Bei gegossenen Lagerteilen müssen alle Flächen, die mit anderen in Berührung kommen, genau gehobelt oder gedreht werden. Besonders zu beachten ist, daß die Durchmesser der Rollen eines Lagers an allen Stellen vollkommen gleich sind." (S. Antrag des Eisenbahn-Zentralamtes zu Vorschrift 1.)

Der Antrag wird zurückgezogen, da er durch Beschlußfassung über den Antrag des Eisenbahn-Zentralamtes zu Vorschrift 1 berücksichtigt ist

Vorschrift 10.

Deutscher Eisenbau-Verband. In Zeile 3 sind die Worte „eine einseitige" zu streichen. Begründung: Die falsche Spannung kann auch gleichmäßig sein.

Beschluß: Der Antrag wird angenommen.

## § 7. Reinigung und Anstrich.

Absatz 1.

Reichsverkehrsministerium. Zweigstelle Bayern. Beizen soll nicht zugelassen werden. In Zeile 2 und 3 sind die Worte „eine Reinigung durch Beizen mit Salzsäurelösung oder" zu streichen, ebenso der Schlußsatz: „Gebeizte Teile ...." „bis .... dann zu trocknen."

Eisenbahn-Zentralamt. In Zeile 2 und 3 sind die Worte „eine Reinigung durch Beizen mit Salzsäurelösung oder" zu streichen. Der folgende Satz beginnt mit den Worten: „Falls die Reinigung durch Beizen in verdünnter Salzsäure erfolgt, sind die gebeizten Teile zunächst ...." bis Schluß.

Frankfurter Architekten- und Ingenieur-Vereine. Zum Schluß des Absatz 1 soll zugefügt werden: „Die sorgfältige Behandlung hat für alle Teile zu geschehen, die später für die Unterhaltung im Sinne des Rostschutzes nicht mehr zugänglich sind, soweit nicht hierfür bereits eine Verzinkung vorgesehen ist (aufeinander liegende Flächen, Eisenwasserbau)."

Beschluß: Die Anträge Bayerns und des Frankfurter Architekten- und Ingenieur-Vereins werden abgelehnt, der Antrag des Eisenbahn-Zentralamts dagegen angenommen.

Absatz 3.

Deutscher Eisenbau-Verband. Der Absatz 3 soll folgende Fassung haben: „Vor dem Zusammensetzen sind die Einzelteile durch Scheuern und Bürsten von allen Unreinlichkeiten, sowie von Rost und Hammerschlag zu befreien, sodann an den später nicht mehr zugänglichen Stellen und Berührungsflächen mit Leinöl oder Ölfarbe zu streichen. In diesem Zustande werden die Teile zusammengebaut, und, soweit für die Werkstätte vorgesehen, vernietet, wobei die Nietköpfe der Brücken und aller sonstigen wichtigen Konstruktionen, die nicht unter Dach montiert werden, daher vor raschem Rosten geschützt sind, sofort einen Leinölanstrich erhalten. Vor Aufbringung des deckenden Grundanstrichs sind die Bauteile auf Verlangen dem Besteller vorzulegen. Für Bauwerke, die Wind, Wetter und schädlichen Gasen ausgesetzt sind, ist auf Reinigung und Anstrich besondere Sorgfalt zu verwenden."

Beschluß: Der Antrag wird abgelehnt. Es wird ihm nur insoweit stattgegeben, als vor die Worte „dem Besteller" eingefügt wird „auf Verlangen" (s. folgenden Beschluß).

Hamburgische Wasserbaudirektion und Eisenbahn-Zentralamt. Der Absatz 3 soll mit folgenden Worten beginnen: Vor dem Zusammensetzen der einzelnen Teile sind die Berührungsflächen nochmals zu reinigen und mit dem Grundanstriche zu versehen. Dann werden die Teile farbennaß zusammengesetzt und soweit ...." bis Schluß.

Beschluß: Der Antrag wird angenommen. Vor die Worte „dem Besteller" soll eingefügt werden: „auf Verlangen".

Zwischen Absatz 6 und Absatz 7 ist einzufügen:

Deutscher Eisenbau-Verband. „Allseitig am Bau mit Zementbeton zu verstampfende Eisenteile müssen ohne Grundanstrich geliefert werden."

Hamburgische Wasserbaudirektion. „Allseitig beim Einbauen mit Zement, Beton oder Mauerwerk zu umgebende Eisenteile dürfen ohne Grundanstrich geliefert werden."

Eisenbahn-Zentralamt. „Die Flächen der Eisenteile, die im Bau mit Mörtel, Grobmörtel oder Mauerwerk in Berührung kommen, dürfen weder geölt noch mit Ölfarbe gestrichen werden; sie sind vielmehr nur sauber von Rost und Öl zu reinigen und mit Zementmilch zu streichen."

Beschluß: Die beiden ersten Anträge werden zugunsten des Antrages des Eisenbahn-Zentralamts abgelehnt, der in obiger Fassung angenommen wird.

## § 8. Prüfung während der Herstellung.

Eisenbahn-Zentralamt. Es sollen alle Vorschriften, die sich auf die Güte der Baustoffe und Abnahme im Hüttenwerk beziehen oder allgemeiner Natur sind, hier herausgenommen und in geeigneter Weise in § 1 untergebracht werden.

Beschluß: Der Antrag wird im Prinzip angenommen; die Regelung wurde dem Obmann übertragen.

Absatz 1.

Deutscher Eisenbau-Verband. In Zeile 7 ist das Wort „betreffenden" zu streichen.

Beschluß: Der Antrag wird abgelehnt, da die Beschränkung der Zutrittsmöglichkeiten auf großen Werken erwünscht ist.

Absatz 3.

Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Bayern. Vor „auf den Hüttenwerken" ist einzuschalten „nach Tunlichkeit".

Beschluß: Der Antrag wird zusammen mit den Anregungen des folgenden Antrages abgelehnt.

Prof. Kayser, Darmstadt. In § 8 ist gesagt, daß die Prüfung des Baustoffes auf Verlangen des Unternehmers auf den Hüttenwerken erfolgen muß. Ich halte diese Forderung nicht für berechtigt, ja in manchen Fällen sogar für bedenklich. Da nach Maßgabe des Absatzes 6 des gleichen Paragraphen der Besteller die Kosten der Prüfung der Baustoffe zu tragen hat, so müßte man ihm auch folgerichtig überlassen, wo und durch wen er diese Prüfung vornehmen lassen will. Ich denke hierbei an die Leiter der Bauämter größerer Städte oder solcher Besteller, die am Orte staatlicher Materialprüfungsanstalten tätig sind, in denen die Materialien unter eigener Beobachtung des Bestellers der gewünschten Prüfung unterzogen werden können. Der verantwortliche Leiter einer größeren Bauausführung (Stadtbaumeister, staatliche Bauinspektoren usw.) wird vielfach nicht die Zeit aufwenden können, selbst nach einem Hüttenwerke zu fahren, um dort die Proben zu entnehmen und die Prüfungen vorzunehmen. Er müßte vielfach einen jüngeren, oft unerfahrenen Beamten schicken, der bei dieser Prüfung unerwünschten Beeinflussungen auf dem Hüttenwerk allzuleicht ausgesetzt ist. Ich halte es trotzdem für sehr wohl durchführbar, daß die Proben auf den Hüttenwerken entnommen werden, daß aber die Prüfung der Proben an einer anderen Stelle, die dem Besteller genehm ist, durchgeführt wird. Das Abrollen des Materials von Hüttenwerken braucht dadurch nicht verzögert zu werden.

Beschluß: Den Anregungen soll in den Bedingungen nicht stattgegeben werden. Für besondere Fälle bleibt es dem Besteller nach wie vor überlassen, mit dem Lieferer einen anderen Ort als das Hüttenwerk für die Abnahme zu vereinbaren.

Geheimrat Dr. v. Rieppel erblickt einen Widerspruch zwischen Absatz 4 und Absatz 6 bezüglich Tragung der Kosten für die Prüfung. Absatz 4 sagt: „Wenn der Unternehmer oder das betreffende Hüttenwerk die erforderlichen Einrichtungen für die vorgeschriebenen Prüfungen nicht zur Verfügung stellt, so kann der Besteller die Prüfungen auf Kosten des Unternehmers anderweitig ausführen lassen." Der Absatz 6 besagt: „Die Prüfung und Abnahme der Baustoffe und der zusammengesetzten Eisenteile geschieht, auch wenn sie auf den Werken von Unterlieferern stattfindet, auf Kosten des

Bestellers, jedoch hat der Unternehmer die fertig bearbeiteten Probestäbe unentgeltlich zu liefern und die zu den Proben und Untersuchungen notwendigen Werkzeuge und Arbeitskräfte unentgeltlich zur Verfügung zu stellen." Geheimrat Dr. v. Rieppel beantragt in Absatz 4 die Worte „auf Kosten des Unternehmers" zu streichen und in Absatz 6 statt der Worte „auch wenn sie auf den Werken von Unterlieferern stattfindet" die Worte „auch wenn sie nicht in den Werkstätten des Unternehmers stattfindet" zu setzen.

Begründung: In dem Nachsatz des Absatzes 6 „jedoch hat der Unternehmer .... zur Verfügung zu stellen" kommt der Pflichtanteil des Unternehmers an den Kosten der Prüfung so bestimmt zum Ausdruck, daß jener Nachsatz von selbst zugleich für die Bestimmung des Absatzes 4 Gültigkeit hat.

Einer willkürlichen Erweiterung des Umfanges der Proben seitens des Bestellers ohne vorherige Einigung mit dem Unternehmer ist aber durch Absatz 2 vorgebeugt, der lautet: „Bei der Ausschreibung ist näher anzugeben, in welchem Umfange die Proben gewünscht werden."

Beschluß: Der Vorschlag wird abgelehnt, da in der bisherigen Fassung kein Widerspruch erblickt wird. Aus der Versammlung wird die Anregung gegeben, zur größeren Klarheit vielleicht Absatz 4 hinter Absatz 6 einzuordnen.

Absatz 5.

Eisenbahn-Zentralamt. Diesem Absatz soll eingefügt werden: „Nach Ermessen des Abnahmebeamten kann von der Abstempelung kleiner oder solcher Teile, bei denen eine Verwechselung ausgeschlossen ist, abgesehen werden."

Absatz 6.

Frankfurter Architekten- und Ingenieur-Verein. Hinter dem Worte „Werkzeuge" ist einzufügen „Maschinen".

Absatz 7.

Eisenbahn-Zentralamt. Diesem Absatz soll zugefügt werden: „oder die erforderlichen Nacharbeiten ungesäumt vorzunehmen, widrigenfalls dies seitens des Bestellers auf Kosten des Unternehmers geschehen kann".

Beschluß: Den Ergänzungsanträgen zu Absatz 5, 6 und 7 wird zugestimmt.

### § 9. Auflagerung der Eisenbauwerke.

Absatz 1.

Eisenbahn-Zentralamt. Hinter dem Worte „Höhenlage" soll eingeschaltet werden: „zu einem vertraglich festgesetzten Zeitpunkte".

Beschluß: Der Antrag wird angenommen.

Absatz 2.

Deutscher Eisenbau-Verband. Dieser Absatz soll die folgende Fassung erhalten: „Für die richtige Lage der Mauerkörper und Auflager zueinander in ihrem baufähigen Zustand haftet der Besteller. Es ist jedoch Sache des Unternehmers, vor Beginn der Aufstellungsarbeiten an Hand der Zeichnungen die richtige Lage der Mauerkörper durch Messungen nachzuprüfen, sich von ihrem baufähigen Zustande zu überzeugen, vorgefundene Abweichungen und Mängel dem Besteller zu melden und dessen Bescheid abzuwarten. Die Pflicht des Unternehmers zur Nachprüfung entlastet den Besteller jedoch nicht von den Folgen vorhandener Fehler".

Beschluß: Der Antrag wird abgelehnt. Die alte Fassung bleibt unverändert.

Absatz 3.

Frankfurter Architekten- und Ingenieur-Verein. Es soll zugefügt werden: „sofern die Lieferung nicht Meßfehler durch das eigene Verschulden des Unternehmers aufweist."

Beschluß: Der Zusatz wird abgelehnt.

Absatz 5.

Eisenbahn-Zentralamt. In Zeile 4 soll hinter den Worten „nach sich zieht, hat" eingeschaltet werden: „auf schriftlichen Antrag des Unternehmers".

Ferner soll hinter Absatz 5 eingeschaltet werden: „Bewegliche Auflagerteile (Lagerrollen, Stelzen usw.) müssen in dem Augenblick, in dem sie die Last des Überbaues vollständig aufnehmen, genau in derjenigen Lage sich befinden, die der vorhandenen Luftwärme entspricht. Im allgemeinen soll in Deutschland bei einer Luftwärme von $10^0$ C die Mittelstellung vorhanden sein."

Beschluß: Den Anträgen wird stattgegeben.

Frankfurter Architekten- und Ingenieur-Verein. Nach Absatz 5 soll eingefügt werden: „Bezüglich einer Verzögerung durch höhere Gewalt sind Sonderverträge vorzusehen".

Beschluß: Dem Antrage soll nicht entsprochen werden.

Absatz 7.

Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Bayern. Dieser Absatz soll lauten: „Die hierzu erforderlichen Maurer- und Steinmetzarbeiten, ebenso die nötigen Stoffe (Zement, Blei oder eine Legierung) liefert der Unternehmer." Begründung: Die etwa erforderlichen Arbeiten und Lieferungen sind so geringfügig, daß sie, ohne wesentliche Kostenmehrung zu verursachen, am besten zu den Arbeiten des Unternehmers gerechnet werden, wodurch Unzuträglichkeiten bei allenfalsiger verspäteter Lieferung vermieden werden.

Prof. Kayser, Darmstadt macht eine Einwendung gegen den Satz, in dem verlangt wird, daß die nötigen Stoffe zum Untergießen der Auflager (Zement, Blei oder eine Legierung) seitens des Bestellers geliefert werden sollen. Er hält für notwendig, daß diese Stoffe durch den Lieferanten des Eisenbaues gestellt werden, da nur die ausführende Firma die nötigen Erfahrungen für die Qualität der Zusammensetzung der Stoffe hat und außerdem bei einem etwaigen Nachgeben in den Auflagern aus der Tatsache, daß die nötigen Stoffe unter den Auflagerplatten durch den Besteller geliefert sind, leicht Differenzen wegen der Verantwortlichkeit entstehen.

Eisenbahn-Zentralamt. Der Absatz 7 soll lauten: „Die hierzu erforderlichen Maurer- und Steinmetzarbeiten läßt der Besteller auf seine Kosten nach Angabe des Eisenbauunternehmers ausführen. Ebenso liefert der Besteller auf seine Kosten die nötigen Stoffe an Zement, Sand und dergl.; hingegen werden Blei oder Legierungen, die erforderlich sind, vom Eisenbauunternehmer gegen besondere Vergütung geliefert. Das Unterlegen der Auflagerkörper mit Blei oder sonst vorgeschriebenen Legierungen oder Stoffen, das Untergießen oder Unterstopfen mit Zementmörtel in richtiger Lage und Höhe, das Entfernen der etwa erforderlich gewordenen Keile, sowie das Ausgießen der Löcher in den Auflagersteinen mit Zementmörtel hat der Unternehmer unentgeltlich zu bewirken."

Beschluß: Die Anträge Bayerns und von Prof. Kayser werden abgelehnt, der Vorschlag des Eisenbahn-Zentralamts angenommen mit der Änderung, daß im Schlußsatz statt des Wortes „unentgeltlich", gesetzt wird „ohne besondere Vergütung."

### § 10. Gerüste und Aufstellung.

Absatz 3.

Eisenbahn-Zentralamt. Hinter Absatz 3 soll eingeschaltet werden: „Die Beförderung aller Baustoffe und Bauteile, sowie der erforderlichen Geräte hat der Unternehmer, falls nichts anderes vereinbart ist, auf seine Kosten zu bewirken."

Absatz 4.

Deutscher Eisenbau-Verband. In Zeile 5 ist das Wort „betreffenden" zu streichen.

Eisenbahn-Zentralamt. In Zeile 10 soll hinter „Eisenbahnstation" eingeschaltet werden: „über Lagerplätze."

Absatz 5.

Eisenbahn-Zentralamt. Hinter Absatz 5 soll eingeschaltet werden: „Die Einholung der Genehmigung zur Aufstellung der Bauzäune, Lagerschuppen, Baubuden, Aborte usw. ist vom Unternehmer durch Vermittlung des Bestellers zu bewirken."

Beschluß: Die Anträge des Eisenbahn-Zentralamts und des Eisenbau-Verbandes zu den Absätzen 3 bis 5 werden angenommen. In Absatz 4 zweiter und dritter Satz wird das Wort „betreffenden" gestrichen. Das Wort „Eisenbahnstation" wird durch „Eisenbahn" ersetzt.

Absatz 6.

Eisenbahn-Zentralamt. Nach Absatz 6 sind folgende neue Absätze einzuschalten: „Bei der Zusammensetzung von Brückenträgern ist auf die genaue Herstellung der planmäßigen Form große Sorgfalt zu verwenden. Insbesondere müssen seitliche Abweichungen aus der Trägerebene vermieden werden. Die Erfüllung dieser Bedingung sowie die Einhaltung der richtigen Höhenlage sind durch häufige Messungen zu prüfen und erforderlichenfalls unter Zuhilfenahme besonderer Einrichtungen sicherzustellen. Die Hauptträger der Eisenbauwerke sind schon in der Werkstatt derart zu überhöhen, daß sie nach der Abrüstung unter dem Einfluß des Eigengewichts und der halben Verkehrslast und nach der bei der Probebelastung eingetretenen bleibenden Einsenkung tunlichst die geplante Höhenlage haben. Die Unterstützungen gegliederter Träger müssen so angeordnet werden, daß die unteren Gurte überhaupt nicht, oder doch nur in geringem Maße, auf Biegung beansprucht werden. Es sind daher die Unterstützungen der Gurte tunlichst unter den Knotenpunkten oder in deren unmittelbarer Nähe anzubringen. Auch sind die Unterstützungen in hinreichender Zahl vorzusehen, damit übermäßige Beanspruchungen und Verbiegungen der Eisenteile vermieden werden.

Mit dem Vernieten der Hauptträger darf erst dann begonnen werden, wenn diese vollkommen zusammengefügt, durch Dornen und Schrauben verbunden und ausgerichtet sind. Ein Abweichen von dieser Regel ist nur zulässig, wenn infolge besonderer Maßnahmen auch bei früherem Beginn des Vernietens die Herstellung der planmäßigen Form erreicht werden kann.

Vor dem Ausrüsten der Hauptträger dürfen die Fahrbahnlängsträger noch nicht an allen Anschlüssen festgenietet werden, vielmehr sind an einigen Anschlußstellen die Löcher der Stegbleche in den fraglichen Längsträgern erst nach dem Ausrüsten der Hauptträger zu bohren, bzw. aufzureiben und die Anschlüsse zu vernieten. Die Stäbe der Windverbände sind im allgemeinen vor dem Ablassen der Hauptträger einzubauen, jedoch zunächst, wenigstens an einem Ende, nur zu verschrauben. Erst nach dem Ausrüsten der Hauptträger sind die Stäbe einzeln zu lösen, die Löcher für die Anschlußniete aufzureiben und diese Niete einzuziehen. Beim Ein- und Ausladen, beim Lagern sowie beim Hochziehen der Eisenteile ist mit Vorsicht vorzugehen, damit sie nicht verbeult und verbogen werden. Insbesondere sind sie an den Stellen, an denen Ketten befestigt werden, gut mit Holz auszufüttern und zu umlegen. Beim Ausrüsten der Überbauten ist dafür zu sorgen, daß sich die einzelnen Teile gleichmäßig senken und nicht überlastet werden."

Beschluß: Der Antrag wird mit folgenden Änderungen angenommen:

Im Satz: „Bei der Zusammensetzung ...... sicherzustellen" werden die Worte „von Brückenträgern" ersetzt durch „von Eisenbauwerken"; statt „Abweichungen aus der Trägerebene" wird gesetzt: „Abweichungen von Trägern und Bindern aus ihrer Ebene".

Im Satz: „Die Hauptträger ..... erreicht werden kann" wird das Wort „Eisenbauwerke" durch „Brücken" ersetzt und „tunlichst" durch „möglichst".

Im Satz: „Vor dem Ausrüsten ........ zu umlegen" wird das Wort „Hauptträger" in allen Fällen durch „Brücken" ersetzt.

Mit den Worten „Beim Ein- und Ausladen ....." ist ein neuer Absatz zu beginnen. Dieser Satz soll hinter den folgenden Satz, an das Ende des Absatzes 6 gerückt werden.

Im Satz: „Beim Ausrüsten ...... werden" werden die Worte „der Überbauten" gestrichen. Es wird folgender Satz eingefügt: „Von dem Zeitpunkte des Ausrüstens ist der Besteller rechtzeitig in Kenntnis zu setzen".

Absatz 7.

Deutscher Eisenbau-Verband. Dieser Satz soll folgende Fassung erhalten: „Das Beseitigen der Gerüste und der sonstigen für die Ausführung des Baues benötigten Anlagen hat der Unternehmer zu bewirken. Für Beschädigungen und Veränderungen am Bau selbst oder an den benachbarten Grundstücken und Baulichkeiten ist der Unternehmer nur verantwortlich, soweit sie vermeidbar waren. Im anderen Falle erfolgt die Beseitigung in einer festzusetzenden Frist nach Angabe und auf Kosten des Bestellers."

Beschluß: Der Antrag wird abgelehnt.

Der zum Beginn der Beratung von „II. Herstellung der Eisenbauwerke" von Herrn Baurat Bernhard bekanntgegebene Vorschlag wird zurückgezogen, da eine Reihe wesentlicher Punkte bei der Einzelberatung bereits berücksichtigt ist und die Arbeiten des Unterausschusses (s. Beschluß zu § 6, Vorschrift 5) zunächst abzuwarten sind.

## III. Abnahme.

### § 11. Prüfung nach Vollendung.

A. Allgemeine Untersuchung.

Absatz 1.

Frankfurter Architekten- und Ingenieur-Verein. Diesem Absatz ist beizufügen: „Das Freistellen der Eisenkonstruktion (Gerüstabsenkung) ist gleichfalls Gegenstand der Abnahme."

Beschluß: Der Zusatzantrag wird abgelehnt.

B. Probebelastung.

Absatz 3.

Prof. Kayser, Darmstadt schreibt: In diesem Absatz ist verlangt, daß bei den Probebelastungen die elastischen und bleibenden Formänderungen ermittelt werden sollen. Die Fassung dieses Satzes erweckt leicht den Anschein, als sollten nur die Durchbiegungen des gesamten Bauwerks gemessen werden. Dadurch würde aber eine unerwünschte Einschränkung des Umfanges und der Art der Probebelastungen bedingt werden. Die neuen Bestrebungen gehen dahin (ich erwähne hierbei insbesondere die Verhältnisse in der Schweiz), daß man sich nicht nur aus der festgestellten Durchbiegung, sondern auch aus umfangreichen Spannungs- und Winkelmessungen ein Bild über die Güte eines Bauwerkes zu schaffen versucht. Es sollte die Aufgabe der vorliegenden Normalbedingungen sein, im Interesse des Eisenbaues derartige wissenschaftlich wertvollere Probebelastungen zu fördern. Ich will zugeben, daß das gewählte Wort „Formänderungen" eine weitgehende Auslegung zuläßt und auch auf Spannungs- und Winkelmessungen ausgedehnt werden könnte. Trotzdem sollte man Unklarheiten in den Normalbedingungen vermeiden und in geeigneter Weise darauf hinweisen, daß unter Formänderungen nicht nur Durchbiegungsmessungen, sondern auch Spannungs- und Winkelmessungen zu verstehen sind.

Beschluß: Der Antrag wird abgelehnt, da unter der Vorschrift, daß die „Formänderungen" ermittelt werden sollen, alle zu ihrer Feststellung erforderlichen Messungen zusammengefaßt sind.

Absatz 5.

Prof. Kayser, Darmstadt schreibt: In diesem Absatz wird festgestellt, daß der Unternehmer verantwortlich gemacht werden soll, wenn der Nachweis geführt werde, daß das Übermaß der elastischen Formänderungen in Mängeln der Arbeit oder des Baustoffes einen Grund hat. Hier müßte hinzugefügt werden, daß der Unternehmer auch für Mängel der statischen Berechnungen verantwortlich ist, soweit dieselben von ihm aufzustellen oder nachzuprüfen sind.

Beschluß: Dem Antrage wird insofern stattgegeben, als dem Absatz beigefügt wird: „Hat der Unternehmer die Festigkeitsberechnung geliefert, so ist er auch für Mängel, die auf Fehler dieser Berechnung zurückzuführen sind, verantwortlich."

Absatz 7.

Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Bayern. In der vorletzten Zeile die Worte „durch einen anderen" zu streichen.

Beschluß: Der Antrag wird angenommen.

Weiterhin wird nach dem Worte „Baustoffen" eingefügt „oder falls der Unternehmer die Festigkeitsberechnung geliefert hat, auf Fehler dieser Berechnung."

Eisenbahn-Zentralamt. Zum Schluß dieses Paragraphen soll zugefügt werden:

„C. Dichtigkeitsprobe.

Soweit für einzelne Bauteile Wasserdichtigkeit verlangt ist, kann der Besteller auf seine Kosten die Dichtigkeit durch eine Wasserprobe feststellen lassen".

Beschluß: Der Antrag wird in folgender Form angenommen: „Soweit einzelne Bauteile für Flüssigkeiten oder Gase dicht sein sollen, hat der Unternehmer auf Verlangen diese Dichtigkeit durch eine Probe nachzuweisen. Der hierzu erforderliche Füllungsstoff wird vom Besteller kostenfrei zur Verfügung gestellt."

### § 12. Abrechnung.

Absatz 2.

Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Bayern. In Zeile 3 und 4 sind die Worte „spezifisches Gewicht" zu ersetzen durch „Raumgewicht".

Beschluß: Dem Antrage wird mit der Abänderung stattgegeben, daß statt „spezifisches Gewicht" geschrieben wird „Raumeinheitsgewicht".

Eisenbahn-Zentralamt. In Zeile 5 wird hinter „Gußeisen zu 7,25" eingeschaltet: „und von Blei zu 11,42". Der in Zeile 11 mit den Worten: „Für breitere Flacheisen ... beginnende Satz und der folgende Satz bis zum Schlusse des Absatzes wird gestrichen. Dafür wird zugefügt: „Bei breiteren Flacheisen und Blechen wird die Fläche des kleinsten umschriebenen, aus geraden oder nach außen gekrümmten Linien bestehenden Vielecks, das keine einspringenden Ecken hat, in Rechnung gestellt. Bei hochkantig gebogenen Flacheisen und Blechen wird als Begrenzungslinie auf der hohl gekrümmten Seite nicht die Sehne, sondern die durch das Biegen gewonnene gekrümmte Kante eingeführt.

Für das Gewicht der Nietköpfe werden folgende Zuschläge gemacht:

a) Brückenbauten.

Für Überbauten mit fachwerkartigen Hauptträgern 3 vH des Eisengewichtes des ganzen Überbaues; für Überbauten mit vollwandigen, genieteten Hauptträgern, sowie für Überbauten mit Hauptträgern aus Walzträgern und mit besonderen Fahrbahnträgern 2 vH des Eisengewichtes des ganzen Überbaues und für Überbauten mit Hauptträgern aus Walzträgern mit Verbänden, aber ohne besondere Fahrbahnträger 1 vH des Eisengewichts des ganzen Überbaues.

b) Sonstige Eisenbauwerke.

„Falls nicht eine andere Vereinbarung getroffen ist, wird bei allen sonstigen Eisenbauwerken für die Nietköpfe ein Zuschlag von 3 vH des gesamten Walzeisengewichtes berechnet."

Beschluß: Der Antrag wird angenommen mit der Abänderung, daß die Zahl 11,42 durch 11,4 ersetzt wurde. Die Raumeinheitsgewichte sollen in besonderen Zeilen gedruckt werden (s. Beschluß zu § 5, Abs. 9).

Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Bayern. In der vorletzten Zeile werden die Worte „ein Zuschlag von 3 vH" gestrichen und statt dessen eingefügt: „bei Walzträger und Dachkonstruktionen ein Zuschlag von 1,5 vH, bei Blechträger- und Fachwerkbrücken ein Zuschlag von 3 vH". Begründung: Der Zuschlag für Nietköpfe mit 3 vH allgemein erscheint zu hoch. Nach diesseitigen Gewichtsberechnungen ergeben sich bei Dachkonstruktionen Zuschläge von 0,5 bis 1,5 vH, ausnahmsweise bis 2 vH, bei Walzträgerkonstruktionen 0,5 bis 1,5 vH, bei Blechträger- und Fachwerkbrücken 1 bis 3 vH. Die im vorstehenden Antrage enthaltenen Zahlen würden also vollständig genügen.

Der Antrag wird nach Annahme des Antrages des Eisenbahn-Zentralamts zurückgezogen.

Deutscher Eisenbau-Verband. Dem Absatz 2 ist zuzufügen: „Ferner wird für Gewichtsabweichungen des Walzeisens ein Zuschlag von 3 vH, für Gewichtsabweichungen von Stahl- und Gußeisenteilen ein Zuschlag von 5 vH in Rechnung gestellt."

Begründung: Der Vorschlag ist durch die Toleranzforderung der Walzwerke, die sich für Formeisen sogar auf 6 vH beläuft, ohne weiteres begründet.

Beschluß: Der Antrag wird abgelehnt.

Eisenbahn-Zentralamt. Es ist zuzufügen: „Etwaige Gewichtsabweichungen der Walzprofile werden nicht in Rechnung gestellt, wenn das der Abrechnung zugrunde zu legende Gewicht durch Rechnung ermittelt wird."

Beschluß: Die Anregung wird für die Normalbedingungen abgelehnt mit dem Anheimgeben, eine entsprechende Bestimmung in die Ergänzungsbedingungen der Reichsbahn aufzunehmen.

Absatz 5.

Geheimrat Dr. v. Rieppel. Hinter den Worten „vereideten Wiegemeisters" soll eingeschaltet werden: „oder auf einer verifizierten automatischen Wage".

Beschluß: Der Antrag wird abgelehnt, da eine Person die Verwiegung vornehmen und für ihre Richtigkeit verantwortlich sein muß.

## IV. Schlußbestimmungen.

Zu den §§ 13 und 14 lagen keine Anträge vor.

Krohn.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

# DIE BAUNORMUNG

## Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

2. Jahrgang — 15. März 1923 — Nr. 3

INHALT:



## Vorstandsvorlagen.

**DIN 1134. Treppenstufen für Kleinhäuser, Naturstein.**
**DIN 1135. Vorlegestufen für Kleinhäuser, Naturstein.**

Gegen die Entwürfe für Treppenstufen und Vorlegestufen für Kleinhäuser aus Naturstein, die in der „Bauwelt" Heft 50 u. 51, Jahrgang 1922 veröffentlicht waren, sind Einsprüche nicht eingegangen. Die Entwürfe wurden dem Vorstand zur Genehmigung unterbreitet.

**DIN 538. Abflußrohre, Muffendeckel.**
**DIN 1202. Brunnenringe, Beton.**

Gegen die Entwürfe für Muffendeckel bei Abflußrohren und Brunnenringe aus Beton, die in Nr. 3 der „Baunormung" vom 15. Dezember 1922 veröffentlicht waren, sind keine Einwände erhoben. Die Blätter sind dem Vorstand zur Genehmigung unterbreitet.

## Normblattentwürfe.

**E. 1031. Streich- und Wurzelmasse für Stabeisen.**

Für die Winkeleisen hat es sich bei eingehenden Besprechungen als einfacher und übersichtlicher herausgestellt, die Wurzelmasse nicht nach Profilen, sondern nach Schenkellängen zu ordnen. Liegt z. B. vor ∟ 65.100.9, so hätte im 65er Schenkel der Größtniet 20 mm ∅ bei w = 20, im 100er Schenkel 26 mm ∅ bei w = 50, soll in beiden Schenkeln derselbe Niet verwendet werden, so wird auch im 100er Schenkel ein Niet von 20 mm ∅ mit w = 50 gewählt werden müssen.

**E. 1005. Eiserne Fachwerkwände.**
Anschluß der Riegel aus U-Eisen oder I-Eisen an I-Stiele.

**E 1006. Eiserne Fachwerkwände.**
Anschluß der Riegel aus U-Eisen oder I-Eisen 14 an Bleche und U-Eisenstiele.

Die Anschlüsse sind so ausgebildet, daß in dem an den Stiel anzuschließenden Profil die Bohrungen durchweg die gleiche Lage haben. Der Anschlußwinkel hat überall 100 mm Länge, im senkrechten Schenkel sind normale Wurzelmasse verwendet.

**E 1007. Eiserne Fachwerkwände.**
Belastungsbreiten für Winddruck.

Das Blatt enthält die zulässigen Belastungsbreiten für Riegel und Stiele infolge Belastung durch Winddruck. Da über die Größe des anzunehmenden Winddrucks einheitliche Bestimmungen bisher nicht bestehen, wurde diese zu 125 kg/m² und 150 kg/m² angenommen, entsprechend den preußischen Bestimmungen vom 24. XII. 1919. Die zulässigen Beanspruchungen wurden nach DIN E 1050 I und II, 2 und 3 eingeführt.

**E 1008. Pfettenbefestigung.**

Bei Auswahl der Anschlußwinkel und des Wurzelmaßes $w_1$ ist als Regel festgehalten, das Loch im Steg der Pfette in halbe Trägerhöhe zu setzen, da es sonst leicht vorkommen kann, daß die Träger verkehrt herum eingebaut werden. Außerdem ist darauf Rücksicht genommen, daß die Futter nicht

---

**Streich- und Wurzelmaße**
**für Stabeisen**

DIN ENTWURF 1 E 1031

Breitfüßige und hochstegige ⊥-Eisen.

| Breitfüßige Profile | Hochstegige Profile | Größter Nietdurchm. mm | w mm | a mm |
|---|---|---|---|---|
| 7.3½ | 7.7 | 11 | 40 | 15 |
| 8.4 | 8.8 | 11 | 50 | 15 |
| 9.4½ | 9.9 | 14 | 50 | 20 |
| 10.5 | 10.10 | 14 | 60 | 20 |
| 12.6 | 12.12 | 17 | 70 | 25 |
| 14.7 | 14.14 | 20 | 80 | 30 |
| 16.8 | — | 23 | 90 | 35 |
| 18.9 | — | 26 | 100 | 40 |
| 20.10 | — | 26 | 110 | 45 |

Gleich- und ungleichschenklige Winkeleisen*).

| Schenkellänge | Größter Nietdurchm. mm | w mm | $w_1$ mm | a mm |
|---|---|---|---|---|
| 30 | 8,5 | 17 | — | 13 |
| 35 | 11 | 20 | — | 15 |
| 40 | 11 | 22 | — | 18 |
| 45 | 11 | 25 | — | 20 |
| 50 | 14 | 28 | — | 22 |
| 55 | 17 | 30 | — | 25 |
| 60 | 17 | 32 | — | 28 |
| 65 | 20 | 35 | — | 30 |
| 70 | 20 | 37 | — | 33 |
| 75†) | 23 | 42 | — | 33 |
| 80 | 23 | 45 | — | 35 |
| 90 | 26 | 50 | — | 40 |

| Schenkellänge | Größter Nietdurchm. mm | w mm | $w_1$ mm | a mm |
|---|---|---|---|---|
| 100 | 26 | 55 | — | 45 |
| 110 | 26 | 45 | 25 | 40 |
| 115 | 26 | 50 | 25 | 40 |
| 120 | 26 | 50 | 30 | 40 |
| 130 | 26 | 50 | 40 | 40 |
| 140 | 26 | 55 | 45 | 40 |
| 150 | 26 | 55 | 55 | 40 |
| 160 | 29 | 60 | 55 | 45 |
| 170 | 29 | 60 | 65 | 45 |
| 200 | 32 | 60 | 90 | 50 |
| 250 | 32 | 60 | 140 | 50 |

†) Für ∟ 75.170.14 und ∟ 75.170.16 ist im 75er Schenkel der größte Nietdurchmesser 20 mm mit w = 45 und a = 30.

Niete von kleinerem Durchmesser werden in dieselbe Nietrißlinie gesetzt.

*) Vergleiche DIN 1029.

März 1923.

Deutscher Eisenbau-Verband.

Entwurf: Einspruchsfrist 1. Mai 1923.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung u. f. jed. Entwurf gesondert erbeten.)

# Entwurf: Einspruchsfrist 1. Mai 1923.

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

## Eiserne Fachwerkwände

Anschluß der Riegel an I-Stiele

Bauwesen

DIN ENTWURF 1 E 1005

Bezeichnung des Anschlusses B eines Riegels aus ⊏ 14 an einen Stiel aus I 16: Anschluß B DIN . . . . mm

Anschluß eines Riegels aus I 14 oder ⊏ 14 an:

A I 14 — L 65·100·7

B I 16 — L 65·100·7

C I 18 — L 65·100·7

D I 20 — L 65·115·7

E I 22 — L 65·115·7

F I 24 — L 65·115·7

*) Die in die Stegausrundung fallende Kante des Anschlußwinkels ist abzuarbeiten. Niete 17 mm ⌀ nach DIN 124, rohe Sechskantschrauben 5/8″ nach DIN 418

März 1923. Deutscher Eisenbau-Verband.

## Eiserne Fachwerkwände

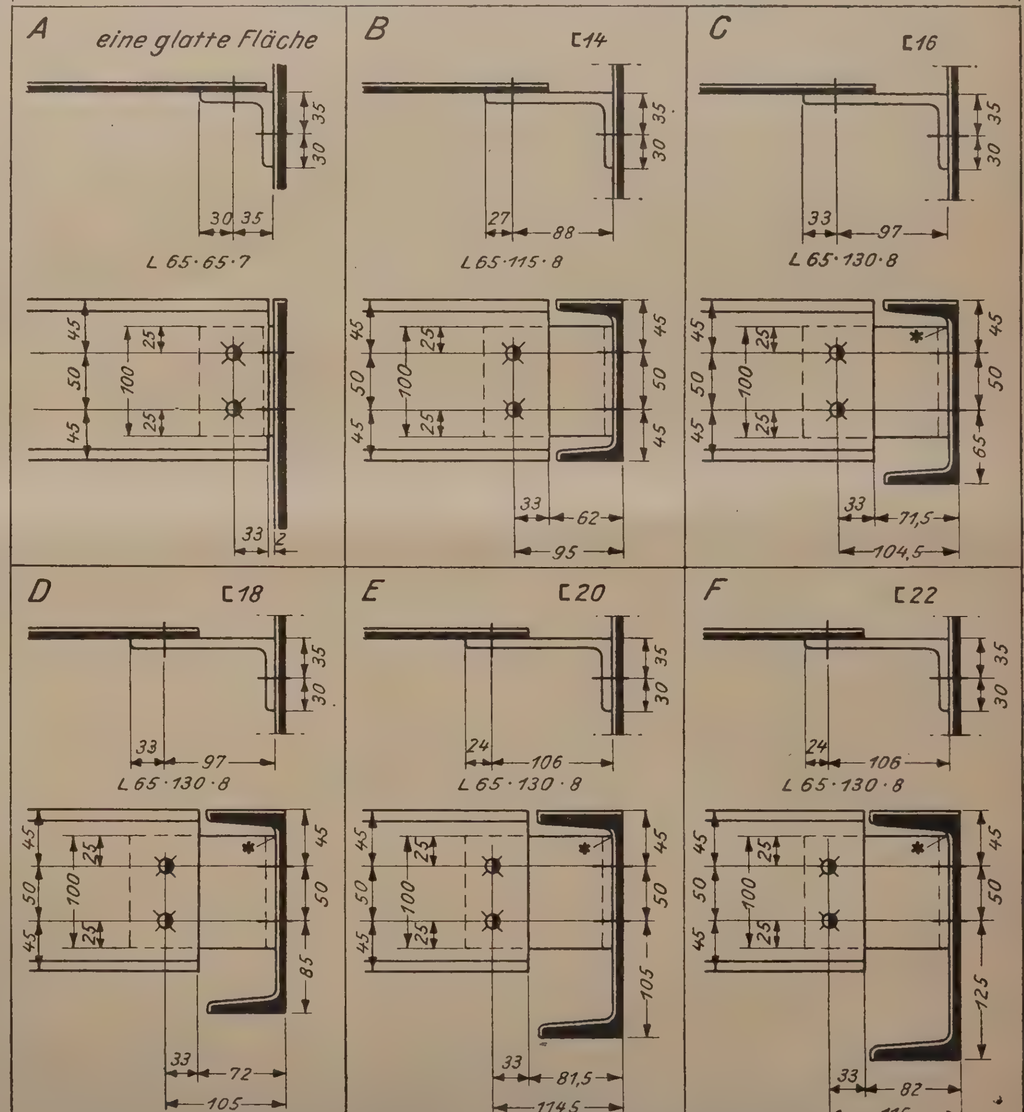
Anschluß der Riegel an Bleche und ⊏-Stiele

Bauwesen

DIN ENTWURF 1 E 1006

Bezeichnung des Anschlusses D eines Riegels aus I 14 an einem Stiel aus ⊏ 18: Anschluß D DIN . . . . mm

Anschluß eines Riegels aus I 14 oder ⊏ 14 an:




*) Die in die Stegausrundung fallende Kante des Anschlußwinkels ist abzuarbeiten. Niete 17 mm ⌀ nach DIN 124, rohe Sechskantschrauben 5/8″ nach DIN 418

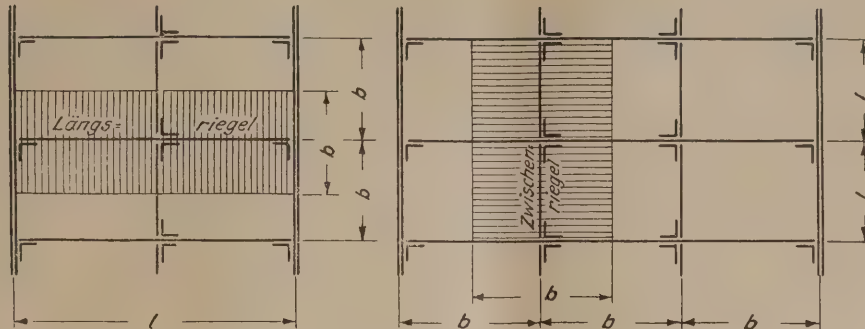
März 1923. Deutscher Eisenbau-Verband.

# Eiserne Fachwerkwände

**Belastungsbreiten für Winddruck**

Bauwesen

**DIN ENTWURF 1 E 1007**




| Profil | I 14 | | | | ⊏ 14 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Zulässige Spannung kg/cm² | 1200 | 1200 | 1400 | 1600 | 1200 | 1200 | 1400 | 1600 |
| Winddruck kg/m² | 100 | 125 | 150 | 150 | 100 | 125 | 150 | 150 |
| Stützweite l in m | Zulässige Belastungsbreite b in m | | | | | | | |
| 3,00 | 8,73 | 6,98 | 6,79 | 7,76 | 9,21 | 7,37 | 7,16 | 8,19 |
| 3,10 | 8,18 | 6,54 | 6,36 | 7,27 | 8,63 | 6,90 | 6,71 | 7,67 |
| 3,20 | 7,67 | 6,14 | 5,97 | 6.82 | 8,10 | 6,48 | 6,30 | 7,20 |
| 3,30 | 7,22 | 5,77 | 5,61 | 6,41 | 7,61 | 6,09 | 5,92 | 6,77 |
| 3,40 | 6,80 | 5,44 | 5,28 | 6,04 | 7,17 | 5,74 | 5,58 | 6,37 |
| 3,50 | 6,41 | 5,13 | 4,99 | 5,70 | 6,77 | 5,41 | 5,26 | 6,01 |
| 3,60 | 6,06 | 4,85 | 4,71 | 5,39 | 6,40 | 5,12 | 4,97 | 5,68 |
| 3,70 | 5,74 | 4,59 | 4,46 | 5,10 | 6 05 | 4,84 | 4,71 | 5,38 |
| 3,80 | 5,44 | 4,35 | 4,23 | 4,83 | 5,74 | 4,59 | 4,46 | 5,10 |
| 3,90 | 5,16 | 4,13 | 4,02 | 4,59 | 5,45 | 4,36 | 4,24 | 4,84 |
| 4.00 | 4,91 | 3,93 | 3,82 | 4,36 | 5,18 | 4,14 | 4,03 | 4,60 |
| 4.10 | 4,67 | 3,74 | 3,63 | 4,15 | 4,93 | 3,94 | 3,83 | 4,38 |
| 4,20 | 4,45 | 3,56 | 3,46 | 3,96 | 4,70 | 3,76 | 3,65 | 4,17 |
| 4,30 | 4,25 | 3,40 | 3,30 | 3,77 | 4,48 | 3,58 | 3,48 | 3,98 |
| 4,40 | 4,06 | 3,24 | 3,15 | 3,60 | 4,28 | 3,42 | 3,33 | 3,80 |
| 4,50 | 3,88 | 3,10 | 3,01 | 3,45 | 4,09 | 3,27 | 3,18 | 3,64 |
| 4.60 | 3,71 | 2,97 | 2,88 | 3,30 | 3,92 | 3,13 | 3,04 | 3,48 |
| 4,70 | 3,55 | 2,84 | 2,76 | 3,16 | 3,75 | 3,00 | 2,92 | 3,33 |
| 4,80 | 3,41 | 2,73 | 2,65 | 3,03 | 3,60 | 2,88 | 2,80 | 3,20 |
| 4.90 | 3,27 | 2,61 | 2,54 | 2,91 | 3,45 | 2,76 | 2,68 | 3,07 |
| 5,00 | 3,14 | 2,51 | 2,44 | 2,79 | 3,31 | 2,65 | 2,58 | 2,94 |
| 5,10 | 3,02 | 2,41 | 2,35 | 2,68 | 3,18 | 2,55 | 2,48 | 2,83 |
| 5,20 | 2,90 | 2,32 | 2,26 | 2,58 | 3,06 | 2,45 | 2,38 | 2,72 |
| 5,30 | 2,79 | 2,23 | 2,17 | 2,48 | 2,95 | 2,36 | 2,29 | 2,62 |
| 5,40 | 2,69 | 2,15 | 2,09 | 2,39 | 2,84 | 2,27 | 2,21 | 2,52 |
| 5,50 | 2,59 | 2,07 | 2,02 | 2,31 | 2,74 | 2,19 | 2,13 | 2,43 |

| Profil | I 14 | | | | ⊏ 14 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Zulässige Spannung kg/cm² | 1200 | 1200 | 1400 | 1600 | 1200 | 1200 | 1400 | 1600 |
| Winddruck kg/m² | 100 | 125 | 150 | 150 | 100 | 125 | 150 | 150 |
| Stützweite l in m | Zulässige Belastungsbreite b in m | | | | | | | |
| 5,60 | 2,50 | 2,00 | 1,95 | 2,22 | 2,64 | 2,11 | 2,05 | 2 35 |
| 5,70 | 2,42 | 1,93 | 1,88 | 2,15 | 2,55 | 2,04 | 1,98 | 2,26 |
| 5,80 | 2,33 | 1,86 | 1,81 | 2,07 | 2,46 | 1,97 | 1,91 | 2,19 |
| 5,90 | 2.25 | 1,80 | 1,75 | 2,00 | 2,38 | 1,90 | 1,85 | 2,11 |
| 6,00 | 2,18 | 1,74 | 1,69 | 1,94 | 2,30 | 1,84 | 1,79 | 2,04 |
| 6,10 | 2,11 | 1,69 | 1,64 | 1,87 | 2,22 | 1,78 | 1,73 | 1,98 |
| 6,20 | 2,04 | 1,63 | 1,59 | 1,81 | 2,15 | 1,72 | 1,67 | 1,91 |
| 6,30 | 1,98 | 1,58 | 1,54 | 1,76 | 2,09 | 1,67 | 1,62 | 1,85 |
| 6,40 | 1,92 | 1,53 | 1,49 | 1,70 | 2,02 | 1,62 | 1,57 | 1,80 |
| 6,50 | 1,86 | 1,48 | 1,44 | 1,65 | 1,96 | 1,57 | 1.52 | 1,74 |
| 6,60 | 1,80 | 1,44 | 1,40 | 1,60 | 1,90 | 1,52 | 1,48 | 1,69 |
| 6,70 | 1,75 | 1,40 | 1,36 | 1,55 | 1,84 | 1,47 | 1,43 | 1,64 |
| 6,80 | 1,70 | 1,36 | 1,32 | 1,51 | 1,79 | 1,43 | 1,39 | 1,59 |
| 6,90 | 1,65 | 1,32 | 1,28 | 1,46 | 1,74 | 1,39 | 1,35 | 1,54 |
| 7,00 | 1,60 | 1,28 | 1,24 | 1,42 | 1,69 | 1,35 | 1,31 | 1,50 |
| 7,10 | 1,56 | 1,24 | 1,21 | 1,38 | 1,64 | 1,31 | 1,27 | 1,46 |
| 7,20 | 1,51 | 1,21 | 1,17 | 1,34 | 1,60 | 1,28 | 1.24 | 1,42 |
| 7,30 | 1,47 | 1,18 | 1,14 | 1,31 | 1,55 | 1,24 | 1,21 | 1,38 |
| 7,40 | 1,43 | 1,14 | 1,11 | 1,27 | 1,51 | 1,21 | 1,17 | 1,34 |
| 7,50 | 1,39 | 1,11 | 1,08 | 1,24 | 1,47 | 1,17 | 1,14 | 1,31 |
| 7,60 | 1,36 | 1,08 | 1,05 | 1,20 | 1,43 | 1,14 | 1,11 | 1,27 |
| 7,70 | 1,32 | 1,06 | 1,03 | 1,17 | 1.39 | 1,11 | 1,08 | 1,24 |
| 7 80 | 1,29 | 1,03 | 1,00 | 1,14 | 1,36 | 1,09 | 1,06 | 1,21 |
| 7,90 | 1,26 | 1,00 | 0,97 | 1.11 | 1,32 | 1,06 | 1,03 | 1,18 |
| 8,00 | 1,22 | 0,98 | 0,95 | 1,09 | 1,29 | 1,03 | 1,00 | 1,15 |

**März 1923.** Deutscher Eisenbau-Verband.

Einspruchsfrist 1. Mai 1923.
(Einsprüche in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten).

zu stark werden. Es war daher bei I 16, I 20, I 22 und I 24 nicht möglich, im aufrechten Schenkel die genormten Wurzelmaße (E 1031) inne zu halten. Für den andern Schenkel hätten sich bei Anwendung der genormten Wurzelmaße unnötig größere Längen und somit zu hohe Gewichte ergeben, weshalb durchweg von ihnen abgewichen ist. Kirchner.

## Sitzungsbericht.

### Arbeitsausschuß für Abflußrohre.

In der Sitzung am 25. Oktober 1922 wurde das Blatt E 538 „Muffendeckel für Abflußrohre" zur Veröffentlichung freigegeben.

Das Blatt DIN E 539 „Reinigungsrohre für Abfalleitungen" kann noch nicht zur Veröffentlichung freigegeben werden, weil noch verschiedene Maße nachgeprüft werden müssen. Beschlossen wurde, auch für Rohre von 200 mm ⌀ den Reinigungsdeckel nur mit vier Schrauben zu befestigen, während bisher dafür 6 Stück vorgesehen worden waren. Die Reinigungsöffnung ist an beiden Enden so abzurunden, daß der Radius gleich der Hälfte der Öffnungsbreite wird. Die Stärke der Gummidichtung wird von 2 mm auf 3 mm erhöht.

In der Sitzung kam zum Ausdruck, daß die auf Blatt E 539 vorgesehenen Baulängen der Rohre kürzer sind als die jetzt im Handel üblichen, deren Längen meist 600 mm und 900 mm betragen. Es wurde beschlossen, es bei den im Entwurf vorgesehenen Baulängen zu belassen, weil die von der Abflußrohrverkaufsstelle eingeführten Längenabmessungen nach den Erfahrungen der Städte nicht günstig gewählt sind, weshalb bisher fast jede Stadt ihre eigenen Abmessungen hat.

Hinsichtlich des Blattes DIN E 545 „Formstücke für Abflußrohre" ermächtigte die Versammlung den Obmann des Arbeitsausschusses Verhandlungen mit dem Steinzeugsyndikat wegen der Anschlußstücke für Gußeisen am Steinzeug und für Steinzeug an Gußeisen zu führen und nach Beseitigung der z. Z. noch vorhandenen Unklarheiten das Blatt zur Veröffentlichung freizugeben.

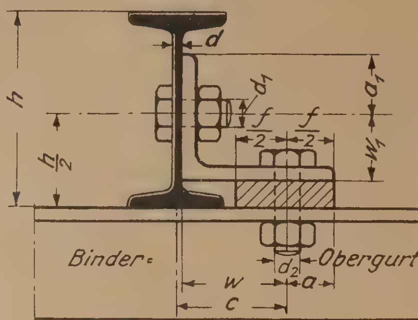
Zum Schluß der Sitzung wurde angeregt, auch die Höhe der Wasserverschlüsse bei den Syphonen zu normen und hierfür das Maß von 70 mm in Aussicht genommen, wie es die meisten Polizeivorschriften vorsehen. In dieser Angelegenheit soll mit der Keramag und mit Firmen der Bleirohrfabrikation Fühlung genommen werden.

Schulze.

Entwurf: Einspruchsfrist 1. Mai 1923
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

## Pfettenbefestigung

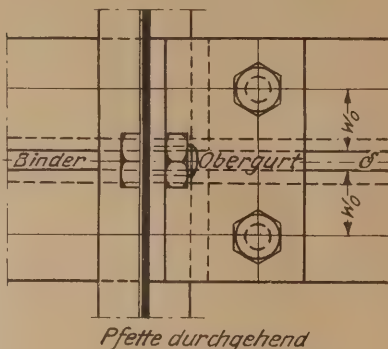
DIN ENTWURF 1 E 1008



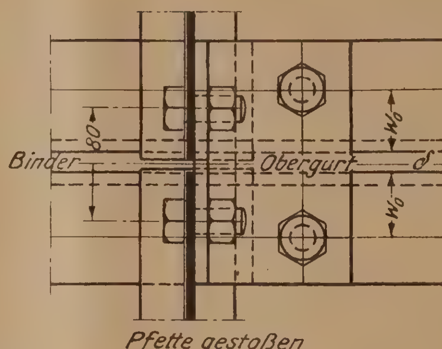

Bezeichnung der Pfettenbefestigung für I 14:

Pfettenbefestigung 14 DIN 1008

$w_0$ = Wurzelmaß des Obergurtwinkels des Binders.




Pfette durchgehend




Pfette gestoßen

mm

| I | h/2 | d | Anschlußwinkel | $d_2$ | w | a | c | $d_1$ Durchmesser der Schraube Zoll | $d_1$ Durchmesser der Bohrung mm | $w_1$ | $a_1$ | Futter | f/2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 40 | 3,9 | L 50 · 100 · 8 | Normale Bohrung des Binderobergurtes | 65 | 35 | 67 | 1/2 | 14 | 28 | 22 | 70 · 12 | 35 |
| 10 | 50 | 4,5 | „ 65 · 100 · 9 | | 65 | 35 | 67,5 | 5/8 | 17 | 35 | 30 | 70 · 15 | 35 |
| 12 | 60 | 5,1 | „ 75 · 100 · 9 | | 65 | 35 | 68 | 3/4 | 20 | 42 | 33 | 70 · 18 | 35 |
| 14 | 70 | 5,7 | „ 90 · 110 · 9 | | 75 | 35 | 78 | 3/4 | 20 | 50 | 40 | 70 · 20 | 35 |
| 16 | 80 | 6,3 | „ 90 · 110 · 9 | | 75 | 35 | 78,5 | 3/4 | 20 | 60 | 30 | 70 · 20 | 35 |
| 18 | 90 | 6,9 | „ 110 · 110 · 10 | | 75 | 35 | 78,5 | 3/4 | 20 | 70 | 40 | 70 · 20 | 35 |
| 20 | 100 | 7,5 | „ 120 · 120 · 11 | | 85 | 35 | 89 | 3/4 | 20 | 75 | 45 | 70 · 25 | 35 |
| 22 | 110 | 8,1 | „ 120 · 120 · 11 | | 85 | 35 | 89,5 | 3/4 | 20 | 85 | 35 | 70 · 25 | 35 |
| 24 | 120 | 8,7 | „ 130 · 130 · 12 | | 95 | 35 | 99,5 | 7/8 | 23 | 95 | 35 | 70 · 25 | 35 |
| 26 | 130 | 9,4 | „ 140 · 140 · 13 | | 100 | 40 | 105 | 7/8 | 23 | 100 | 40 | 80 · 30 | 40 |

März 1923. Deutscher Eisenbau-Verband.

### Tschechoslovakei.

Gründung eines Normenausschusses.

Auf Veranlassung der Regierung haben sich in der Tschechoslovakei mehrere große Firmen der Metallindustrie zusammengetan und einen Normenausschuß gegründet, der in einigen Wochen ins Leben treten soll. Die erforderlichen Geldmittel wurden von der Industrie aufgebracht. Die Bewegung kann sich nunmehr auch schon auf den in öffentlicher Rede gemachten Hinweis Dr. Rasins auf die Wichtigkeit der Normung und Spezialisierung der Industrie berufen, so daß in Fachkreisen wenigstens mit einem Beginn der erforderlichen Arbeiten gerechnet wird.

### Schweden.

Gründung eines Zentral-Normenausschusses.

Die in Schweden seit einigen Jahren von verschiedenen Industriegruppen unabhängig voneinander betriebene Normungsarbeit ist durch die Gründung eines Normenausschusses (Svenska Industriens Standardiserings-kommission) Ende Dezember zentralisiert worden.

Der Vorsitzende, Kommerzienrat Enström wurde vom König ernannt, wodurch die Gründung eine amtliche Anerkennung erhalten hat.

Der Vorstand besteht aus Vertretern verschiedener Ministerien, der Industrieverbände, wissenschaftlicher Anstalten und Handelskammern, im ganzen 19 Herren. Sekretär des Ausschusses ist Herr Direktor Amos Kruse. Der Ausschuß wünscht mit den ausländischen Normenausschüssen in direkte Verbindung zu treten und die Arbeiten fortzuführen, welche mit den bisher in Schweden mit der Normung betrauten Industriegruppen gemeinsam gepflegt wurden.

# Auslandsnormen.

### Holland.

Zoll-Millimeter. Die Erkenntnis, daß eine möglichst genaue Umrechnung vom englischen Zoll in Millimeter für die nationale Industrie wie auch für die angestrebte internationale Normung von steigender Bedeutung ist, hat den NDI bereits vor mehr als Jahresfrist veranlaßt, Umrechnungstafeln vorzubereiten. Seitens des holländischen Normenausschusses ist die Angelegenheit sofort aufgegriffen und erfreulich gefördert worden. Eine Einigung auf den Ausgangswert 1" = 25,40095 mm und auf die für die Umrechnung erforderliche einheitliche Bezugstemperatur, in diesem Falle die deutsche (20° C), ist jetzt unter den Anhängern des metrischen Systems, insbesondere Holland, Österreich, Schweden und Schweiz erfolgt. Gelegentlich eines Besuches des Direktors des Centraal Normalisatie Bureau, Herrn Dr. Goudriaan, in der Geschäftsstelle des NDI wurden einzelne für den innerhalb der erwähnten Länder vorzunehmenden Abschluß der Umrechnungstafeln zu behandelnde Fragen erörtert und seitens des Herrn Dr. Goudriaan auf die Möglichkeit hingewiesen, die unter den zollsystematischen Ländern bestehenden Meinungsverschiedenheiten über den der Umrechnung zugrunde zu legenden Ausgangswert zu überbrücken und zu einer Normung zu gelangen, die eine tatsächliche internationale Verständigung darstellt. NDI

# Mitteilungen der Geschäftsstelle der NDI.

Der Verein Deutscher Gießereifachleute E. V. lädt zu einem Vortrag am

20. März 1923, abends 8 Uhr, im Gr. Saal des Vereins deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Sommerstr. 4a

ein. Herr Prof. Dr. Schimpke von den Technischen Staatslehranstalten in Chemnitz spricht über das Thema

„Fehlerhafte Gußstücke und die Anwendung richtiger Konstruktionsgedanken in der Eisen- und Stahlgießerei."

Da der Vortrag auch für die Normung gegossener Bauteile von Interesse ist, geben wir die Einladung allgemein bekannt.

### Normblätter.

Die DINormblätter erscheinen nur auf weißem Papier.

Stückpreise:

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1—5 | Blatt einer Nummer | 800 M | ausschließlich Versandkosten. |
| 6—10 | „ „ „ | 720 „ | |
| 11—20 | „ „ „ | 640 „ | |
| 21—50 | „ „ „ | 560 „ | |
| mehr als 50 | „ „ „ | 480 „ | |

Bei Lieferungen nach dem Ausland erfolgt die Berechnung in der jeweiligen Landeswährung nach besonderem Angebot.

# DIE BAUNORMUNG

## Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

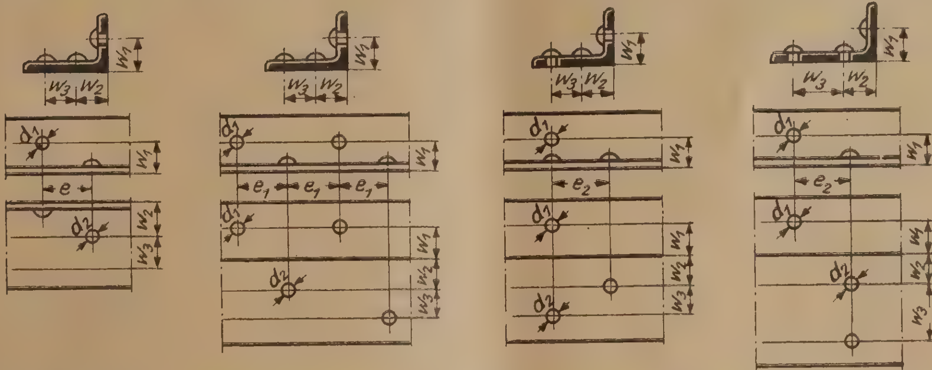
**2. Jahrgang** — **15. April 1923** — **Nr. 4**

INHALT:



## Nietabstände
### für ungleichschenklige Winkeleisen.

**DIN E 1032 Bl. 2**




**e** ist der kleinste Nietabstand, bei dem mit Rücksicht auf den Döpper- und Kopfdurchmesser die Niete sich schlagen lassen.
$e_1$ ist der kleinste Nietabstand, bei dem in Zugstäben nur ein Nietabzug,
$e_2$ bzw. $e_3$ derjenige, bei dem zwei Nietabzüge zu machen sind.

mm

| L | Durchmesser des geschlagenen Nietes | | Wurzelmaße | | | Nietabstände | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $d_1$ | $d_2$ | $w_1$ | $w_2$ | $w_3$ | e | $e_1$ | $e_2$ | $e_3$ |
| 65 · 115 | 20 | 26 | 35 | 50 | 25 | 33 | 70 | 74 | — |
| | 20 | 23 | 35 | 50 | 25 | 30 | 70 | 65 | — |
| | 20 | 20 | 35 | 50 | 25 | 26 | 70 | 55 | — |
| 65 · 130 | 20 | 26 | 35 | 50 | 40 | 34 | 75 | 67 | — |
| | 20 | 23 | 35 | 50 | 40 | 31 | 75 | 57 | — |
| | 20 | 20 | 35 | 50 | 40 | 28 | 75 | 45 | — |
| 75 · 130 | 23 | 26 | 42 | 50 | 40 | 32 | 82 | 67 | — |
| | 23 | 23 | 42 | 50 | 40 | 28 | 82 | 57 | — |
| | 20 | 20 | 42 | 50 | 40 | 20 | 82 | 45 | — |
| 75 · 150 | 23 | 26 | 42 | 55 | 55 | 33 | 87 | 56 | — |
| | 23 | 23 | 42 | 55 | 55 | 29 | 87 | 43 | — |
| | 20 | 20 | 42 | 55 | 55 | 22 | 87 | 40 | — |
| 75 · 170 · 10, 75 · 170 · 12 | 23 | 29 | 42 | 60 | 65 | 35 | 91 | 58 | 73 |
| | 23 | 26 | 42 | 60 | 65 | 32 | 91 | 48 | 73 |
| | 23 | 23 | 42 | 60 | 65 | 28 | 91 | 45 | 73 |
| | 20 | 23 | 42 | 60 | 65 | 25 | 91 | 45 | 67 |
| 75 · 170 · 14, 75 · 170 · 16 | 20 | 29 | 45 | 60 | 65 | 33 | 85 | 58 | 68 |
| | 20 | 26 | 45 | 60 | 65 | 29 | 85 | 48 | 68 |
| | 20 | 23 | 45 | 60 | 65 | 26 | 85 | 45 | 68 |
| 80 · 120 | 23 | 26 | 45 | 50 | 30 | 31 | 80 | 72 | — |
| | 23 | 23 | 45 | 50 | 30 | 27 | 80 | 63 | — |
| | 20 | 20 | 45 | 50 | 30 | 19 | 80 | 52 | — |

mm

| L | Durchmesser des geschlagenen Nietes | | Wurzelmaße | | | Nietabstände | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $d_1$ | $d_2$ | $w_1$ | $w_2$ | $w_3$ | e | $e_1$ | $e_2$ | $e_3$ |
| 90 · 110 | 26 | 26 | 50 | 45 | 25 | 34 | 84 | 74 | — |
| | 23 | 23 | 50 | 45 | 25 | 26 | 84 | 65 | — |
| | 20 | 20 | 50 | 45 | 25 | 17 | 84 | 55 | — |
| 90 · 130 | 26 | 26 | 50 | 50 | 40 | 29 | 90 | 67 | — |
| | 23 | 23 | 50 | 50 | 40 | 20 | 90 | 57 | — |
| | 20 | 20 | 50 | 50 | 40 | 0 | 90 | 45 | — |
| 90 · 150 | 26 | 26 | 50 | 55 | 55 | 29 | 90 | 56 | — |
| | 23 | 23 | 50 | 55 | 55 | 20 | 90 | 43 | — |
| | 20 | 20 | 50 | 55 | 55 | 0 | 90 | 40 | — |
| 90 · 250 | 26 | 32 | 50 | 60 | 140 | 39 | 118 | 65 | 80 |
| | 26 | 29 | 50 | 60 | 140 | 35 | 118 | 62 | 80 |
| | 26 | 26 | 50 | 60 | 140 | 31 | 118 | 59 | 80 |
| | 23 | 26 | 50 | 60 | 140 | 28 | 118 | 59 | 75 |
| | 23 | 23 | 50 | 60 | 140 | 23 | 118 | 55 | 75 |
| 100 · 150 | 26 | 26 | 55 | 55 | 55 | 21 | 95 | 56 | — |
| | 23 | 23 | 55 | 55 | 55 | 0 | 95 | 44 | — |
| | 20 | 20 | 55 | 55 | 55 | 0 | 95 | 40 | — |
| 100 · 200 | 26 | 32 | 55 | 60 | 90 | 36 | 105 | 60 | 82 |
| | 26 | 29 | 55 | 60 | 90 | 32 | 105 | 57 | 82 |
| | 26 | 26 | 55 | 60 | 90 | 28 | 105 | 53 | 82 |
| | 23 | 26 | 55 | 60 | 90 | 23 | 105 | 53 | 77 |
| | 23 | 23 | 55 | 60 | 90 | 18 | 105 | 50 | 77 |

April 1923. — Deutscher Eisenbau-Verband.

Entwurf: Einspruchsfrist 1. Juni 1923.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

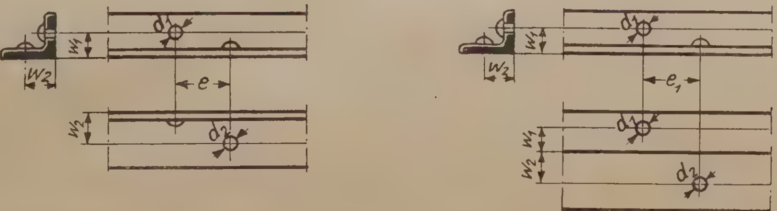
# Entwurf: Einspruchsfrist 1. Juni 1923.

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

## Nietabstände

für ungleichschenklige Winkeleisen.

DIN E 1032 Bl. 1




**e** ist der kleinste Nietabstand, bei dem mit Rücksicht auf den Döpper- und Kopfdurchmesser die Niete sich schlagen lassen.

**$e_1$** ist der kleinste Nietabstand, bei dem in Zugstäben nur ein Nietabzug zu machen ist.

mm

| L | Durchmesser des geschlagenen Nietes $d_1$ | $d_2$ | Wurzelmaße $w_1$ | $w_2$ | Nietabstände e | $e_1$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 30 · 45 | 8,5 | 11 | 17 | 25 | 17 | 30 |
| | 8,5 | 8,5 | 17 | 25 | 16 | |
| 40 · 50 | 11 | 14 | 22 | 28 | 18 | 36 |
| | 11 | 11 | 22 | 28 | 14 | |
| 40 · 60 | 11 | 17 | 22 | 32 | 23 | 37 |
| | 11 | 14 | 22 | 32 | 20 | |
| | 11 | 11 | 22 | 32 | 17 | |
| 40 · 80 | 11 | 23 | 22 | 45 | 29 | 40 |
| | 11 | 20 | 22 | 45 | 26 | |
| | 11 | 17 | 22 | 45 | 24 | |
| 50 · 65 | 14 | 20 | 28 | 35 | 26 | 45 |
| | 14 | 17 | 28 | 35 | 23 | |
| | 14 | 14 | 28 | 35 | 20 | |
| 50 · 100 | 14 | 26 | 28 | 55 | 32 | 51 |
| | 14 | 23 | 28 | 55 | 29 | |
| | 14 | 20 | 28 | 55 | 26 | |
| | 14 | 17 | 28 | 55 | 24 | |
| | 14 | 14 | 28 | 55 | 21 | |
| 55 · 75 | 17 | 23 | 30 | 42 | 30 | 53 |
| | 17 | 20 | 30 | 42 | 27 | |
| | 17 | 17 | 30 | 42 | 25 | |

mm

| L | Durchmesser des geschlagenen Nietes $d_1$ | $d_2$ | Wurzelmaße $w_1$ | $w_2$ | Nietabstände e | $e_1$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 60 · 90 | 17 | 26 | 32 | 50 | 33 | 56 |
| | 17 | 23 | 32 | 50 | 30 | |
| | 17 | 20 | 32 | 50 | 26 | |
| | 17 | 17 | 32 | 50 | 24 | |
| 65 · 75 | 20 | 23 | 35 | 42 | 30 | 60 |
| | 20 | 20 | 35 | 42 | 26 | |
| | 17 | 17 | 35 | 42 | 20 | |
| 65 · 80 | 20 | 23 | 35 | 45 | 30 | 60 |
| | 20 | 20 | 35 | 45 | 26 | |
| | 17 | 17 | 35 | 45 | 20 | |
| 65 · 100 | 20 | 26 | 35 | 55 | 34 | 65 |
| | 20 | 23 | 35 | 55 | 31 | |
| | 20 | 20 | 35 | 55 | 27 | |
| | 17 | 17 | 35 | 55 | 22 | |
| 75 · 90 | 23 | 26 | 42 | 50 | 31 | 70 |
| | 23 | 23 | 42 | 50 | 27 | |
| | 20 | 20 | 42 | 50 | 19 | |
| 75 · 100 | 23 | 26 | 42 | 55 | 31 | 70 |
| | 23 | 23 | 42 | 55 | 27 | |
| | 20 | 20 | 42 | 55 | 19 | |

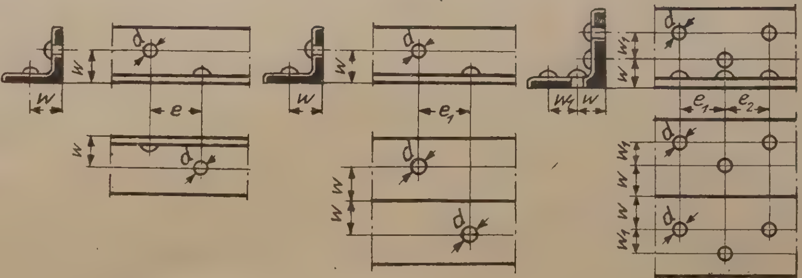
April 1923. Deutscher Eisenbau-Verband.

Fortsetzung siehe Blatt 2.

## Nietabstände

für gleichschenklige Winkeleisen.

DIN E 1033




mm

| L | Durchmesser des geschlagenen Nietes „d" | Wurzelmaß w | Nietabstände e | $e_1$ |
|---|---|---|---|---|
| 35 · 35 | 11 | 20 | 17 | 32 |
| 40 · 40 | 11 | 22 | 17 | 33 |
| 45 · 45 | 11 | 25 | 16 | 35 |
| 50 · 50 | 14 | 28 | 20 | 42 |
| | 11 | 28 | 12 | |
| 55 · 55 | 17 | 30 | 25 | 50 |
| | 14 | 30 | 19 | |
| 60 · 60 | 17 | 32 | 24 | 50 |
| | 14 | 32 | 16 | |
| 65 · 65 | 20 | 35 | 27 | 57 |
| | 17 | 35 | 22 | |
| | 14 | 35 | 13 | |
| 70 · 70 | 20 | 37 | 25 | 58 |
| | 17 | 37 | 19 | |
| | 14 | 37 | 8 | |
| 75 · 75 | 23 | 42 | 28 | 67 |
| | 20 | 42 | 20 | |
| | 17 | 42 | 12 | |
| 80 · 80 | 23 | 45 | 25 | 70 |
| | 20 | 45 | 15 | |
| | 17 | 45 | 0 | |
| 90 · 90 | 26 | 50 | 28 | 77 |
| | 23 | 50 | 18 | |
| | 20 | 50 | 0 | |
| 100 · 100 | 26 | 55 | 21 | 80 |
| | 23 | 55 | 0 | |
| | 20 | 55 | 0 | |

mm

| L | Durchmesser des geschlagenen Nietes „d" | Wurzelmaße w | $w_1$ | Nietabstände e | $e_2$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 110 · 110 | 26 | 45 | 25 | 34 | 74 |
| | 23 | 45 | 25 | 27 | 65 |
| | 20 | 45 | 25 | 19 | 55 |
| 120 · 120 | 26 | 50 | 30 | 30 | 72 |
| | 23 | 50 | 30 | 22 | 63 |
| | 20 | 50 | 30 | 0 | 52 |
| 130 · 130 | 26 | 50 | 40 | 31 | 67 |
| | 23 | 50 | 40 | 23 | 57 |
| | 20 | 50 | 40 | 12 | 45 |
| 140 · 140 | 26 | 55 | 45 | 26 | 64 |
| | 23 | 55 | 45 | 16 | 53 |
| | 20 | 55 | 45 | 0 | 47 |
| 150 · 150 | 26 | 55 | 55 | 28 | 60 |
| | 23 | 55 | 55 | 18 | 56 |
| | 20 | 55 | 55 | 0 | 51 |
| 160 · 160 | 29 | 60 | 55 | 31 | 68 |
| | 26 | 60 | 55 | 21 | 60 |
| | 23 | 60 | 55 | 0 | 56 |
| | 20 | 60 | 55 | 0 | 51 |

**e** ist der kleinste Nietabstand, bei dem mit Rücksicht auf den Döpper- und Kopfdurchmesser die Niete sich schlagen lassen.

**$e_1$** ist der kleinste Nietabstand, bei dem in Zugstäben nur ein Nietabzug,

**$e_2$** derjenige, bei dem zwei Nietabzüge zu machen sind.

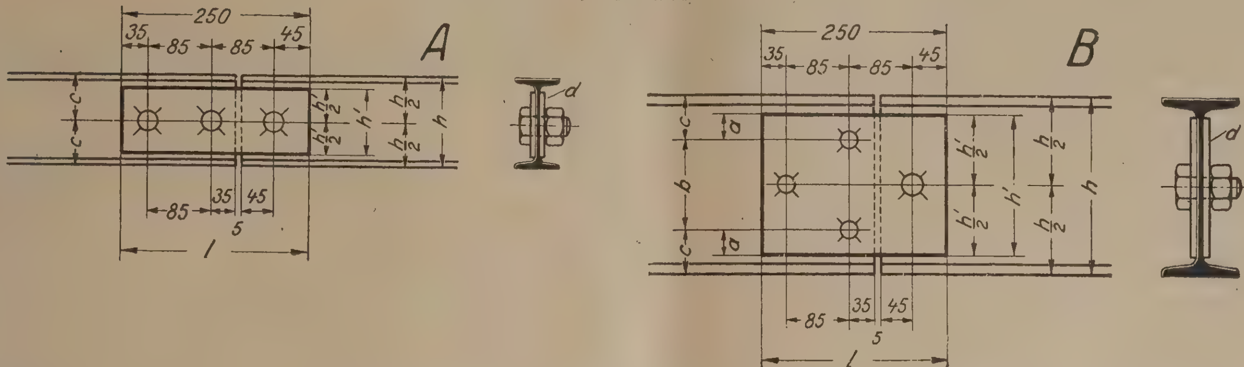
April 1923. Deutscher Eisenbau-Verband.

## Gelenke für Gerberpfetten

Ausbildung und Tragfähigkeit.

DIN E 1009

Gelenke mit Flacheisenlaschen.

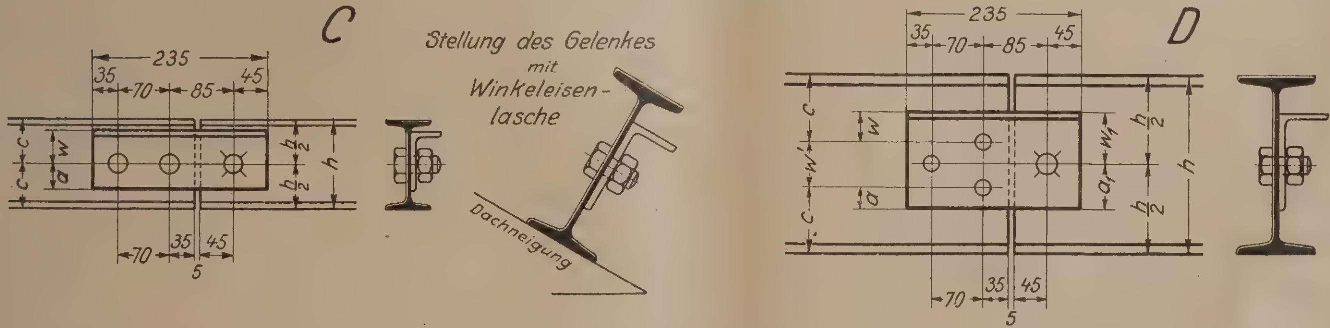



Bezeichnung eines Gerberpfettengelenkes mit Flacheisenlasche Ausführung B für I 18: Gerberpfettengelenk B 18 Din . . .

mm

| Ausführung | I | h | Flacheisenlaschen h′ · l · d | h′/2 | a | b | c | Ø der Anschlußschraube | Ø des Gelenkbolzens | Tragkraft des Gelenkes bei einer zulässigen Beanspruchung der Pfette in kg/cm² 1200 | 1400 | 1600 | Gewicht des Gelenkes kg |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A | 8 | 80 | 55 · 250 · 5 | 27,5 | — | — | 40 | 3/4″ | 3/4″ | 595 | 695 | 790 | 1,7 |
| | 10 | 100 | 70 · 250 · 5 | 35 | — | — | 50 | 3/4″ | 3/4″ | 685 | 800 | 915 | 2,0 |
| | 12 | 120 | 90 · 250 · 5 | 45 | — | — | 60 | 7/8″ | 7/8″ | 910 | 1060 | 1210 | 2,6 |
| B | 14 | 140 | 100 · 250 · 6 | 50 | 25 | 50 | 45 | 5/8″ | 7/8″ | 1450 | 1690 | 1930 | 3,0 |
| | 16 | 160 | 120 · 250 · 6 | 60 | 30 | 60 | 50 | 3/4″ | 1″ | 1920 | 2240 | 2560 | 3,7 |
| | 18 | 180 | 140 · 250 · 6 | 70 | 30 | 80 | 50 | 3/4″ | 1″ | 2100 | 2450 | 2800 | 4,3 |
| | 20 | 200 | 150 · 250 · 7 | 75 | 35 | 80 | 60 | 3/4″ | 1″ | 2290 | 2670 | 3050 | 5,1 |
| | 22 | 220 | 170 · 250 · 7 | 85 | 35 | 100 | 60 | 3/4″ | 1 1/8″ | 2470 | 2880 | 3290 | 5,8 |
| | 24 | 240 | 190 · 250 · 7 | 95 | 35 | 120 | 60 | 3/4″ | 1 1/8″ | 2650 | 3090 | 3530 | 6,4 |

Gelenke mit Winkeleisenlaschen.




Bezeichnung eines Gerberpfettengelenkes mit Winkeleisenlasche Ausführung C für I 12: Gerberpfettengelenk C 12 Din . . .

mm

| Ausführung | I | h | Winkeleisenlaschen ∟ | $w_1$ | $a_1$ | w | w′ | a | c | Ø des geschlagenen Anschlußnietes | Ø des Gelenkbolzens | Tragkraft des Gelenkes bei einer zulässigen Beanspruchung der Pfette in kg/cm² 1200 | 1400 | 1600 | Gewicht des Gelenkes kg |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C | 8 | 80 | 40 · 50 · 5 | — | — | 28 | — | 22 | 40 | 14 | 1/2″ | 430 | 500 | 570 | 1,0 |
| | 10 | 100 | 50 · 65 · 5 | — | — | 35 | — | 30 | 50 | 20 | 3/4″ | 730 | 850 | 970 | 1,4 |
| | 12 | 120 | 40 · 80 · 6 | — | — | 45 | — | 35 | 60 | 23 | 7/8″ | 1230 | 1430 | 1640 | 1,6 |
| D | 14 | 140 | 50 · 100 · 6 | 53 | 47 | 30 | 46 | 24 | 47 | 17 | 7/8″ | 1790 | 2090 | 2380 | 2,4 |
| | 16 | 160 | 50 · 100 · 6 | 53 | 47 | 30 | 46 | 24 | 57 | 17 | 7/8″ | 1790 | 2090 | 2380 | 2,4 |
| | 18 | 180 | 65 · 130 · 8 | 70 | 60 | 40 | 60 | 30 | 60 | 20 | 1″ | 2490 | 2900 | 3320 | 3,2 |
| | 20 | 200 | 65 · 130 · 8 | 70 | 60 | 40 | 60 | 30 | 70 | 20 | 1″ | 2490 | 2900 | 3320 | 3,2 |
| | 22 | 220 | 65 · 130 · 8 | 70 | 60 | 40 | 60 | 30 | 80 | 20 | 1″ | 2490 | 2900 | 3320 | 3,2 |
| | 24 | 240 | 65 · 130 · 8 | 70 | 60 | 40 | 60 | 30 | 90 | 20 | 1″ | 2490 | 2900 | 3320 | 3,2 |

Rohe Sechskantschrauben nach DIN 418

Halbrundniete nach DIN 124

April 1923.

Deutscher Eisenbau-Verband.

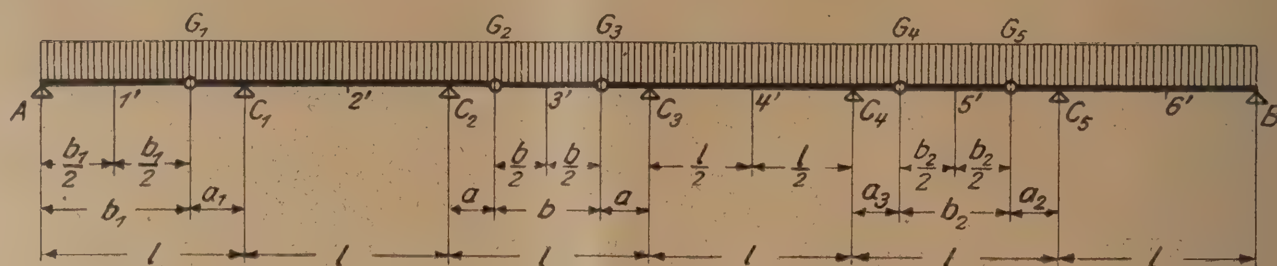
**Entwurf: Einspruchsfrist 1. Juni 1923.**
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Entwurf: Einspruchsfrist 1. Juni 1923.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

## Gerberpfetten

bei gleichbleibendem Binderabstand mit erhöhten Profilen der Endfelder.

**DIN E 1010 Bl. 1**




| Lage der Gelenke | a = 0,1465 l<br>b = 0,707 l | a₁ = 0,125 l<br>b₁ = 0,875 l | a₂ = 0,2035 l<br>b₂ = 0,6395 l | a₃ = 0,157 l |
|---|---|---|---|---|
| Auflagerkräfte | A = 0,4375 q l | | B = 0,4142 q l | |
| | $C_1$ = 1,0625 q l | $C_2$ = $C_3$ = q l | $C_4$ = 0,9768 q l | $C_5$ = 1,1090 q l |
| Gelenkkräfte | $G_1$ = 0,4375 q l | $G_2$ = $G_3$ = 0,3535 q l | $G_4$ = $G_5$ = 0,3198 q l | |
| Größtmomente | $M_1'$ = 0,0957 q $l^2$ | $M_1 = M_2' = M_2 = M_3' = M_4 = M_4'$ = 0,0625 q $l^2$ | $M_5'$ = 0,05112 q $l^2$ | $M_5 = M_6'$ = 0,0858 q $l^2$ |

| | Lage der Gelenke | | | | | | | Zur Berechnung der Größtmomente | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | a | b | a₁ | b₁ | a₂ | b₂ | a₃ | 0,0957 $l^2$ | 0,0625 $l^2$ | 0,05112 $l^2$ | 0,0858 $l^2$ |
| m | m | m | m | m | m | m | m | | | | |
| 3,500 | 0,513 | 2,474 | 0,438 | 3,062 | 0,712 | 2,238 | 0,550 | 1,172 | 0,766 | 0,626 | 1,051 |
| 3,600 | 0,527 | 2,546 | 0,450 | 3,150 | 0,733 | 2,302 | 0,565 | 1,240 | 0,810 | 0,663 | 1,112 |
| 3,700 | 0,542 | 2,616 | 0,463 | 3,237 | 0,753 | 2,366 | 0,581 | 1,310 | 0,856 | 0,700 | 1,175 |
| 3,800 | 0,557 | 2,686 | 0,475 | 3,325 | 0,773 | 2,430 | 0,597 | 1,382 | 0,903 | 0,738 | 1,239 |
| 3,900 | 0,571 | 2,758 | 0,488 | 3,412 | 0,794 | 2,494 | 0,612 | 1,456 | 0,951 | 0,778 | 1,305 |
| 4,000 | 0,586 | 2,828 | 0,500 | 3,500 | 0,814 | 2,558 | 0,628 | 1,531 | 1,000 | 0,818 | 1,373 |
| 4,100 | 0,601 | 2,898 | 0,513 | 3,587 | 0,834 | 2,622 | 0,644 | 1,609 | 1,051 | 0,859 | 1,442 |
| 4,200 | 0,615 | 2,970 | 0,525 | 3,675 | 0,855 | 2,686 | 0,659 | 1,688 | 1,103 | 0,902 | 1,514 |
| 4,300 | 0,630 | 3,040 | 0,538 | 3,762 | 0,875 | 2,750 | 0,675 | 1,770 | 1,156 | 0,945 | 1,586 |
| 4,400 | 0,645 | 3,110 | 0,550 | 3,850 | 0,895 | 2,814 | 0,691 | 1,853 | 1,210 | 0,990 | 1,661 |
| 4,500 | 0,659 | 3,182 | 0,563 | 3,937 | 0,916 | 2,878 | 0,706 | 1,938 | 1,266 | 1,035 | 1,737 |
| 4,600 | 0,674 | 3,252 | 0,575 | 4,025 | 0,936 | 2,942 | 0,722 | 2,025 | 1,323 | 1,082 | 1,816 |
| 4,700 | 0,689 | 3,322 | 0,588 | 4,112 | 0,956 | 3,006 | 0,738 | 2,114 | 1,381 | 1,129 | 1,895 |
| 4,800 | 0,703 | 3,394 | 0,600 | 4,200 | 0,977 | 3,070 | 0,753 | 2,205 | 1,440 | 1,178 | 1,977 |
| 4,900 | 0,718 | 3,464 | 0,613 | 4,287 | 0,997 | 3,134 | 0,769 | 2,298 | 1,501 | 1,227 | 2,060 |
| 5,000 | 0,732 | 3,536 | 0,625 | 4,375 | 1,017 | 3,198 | 0,785 | 2,393 | 1,563 | 1,278 | 2,145 |

April 1923. Deutscher Eisenbau-Verband. Fortsetzung siehe Blatt 2.

# Normblattentwürfe

### E. 1009. Gelenke für Gerberpfetten. Ausbildung und Tragfähigkeit.

Die Anordnungen A und B sind die meist üblichen Pfettengelenke mit Flacheisenlaschen. Sie haben den Nachteil, daß mit Rücksicht auf das Einhängen der Koppelträger die Laschen nicht in der Werkstatt angenietet werden dürfen; es sind deswegen durchweg Schrauben verwendet.

Um die Arbeit an der Baustelle zu verringern und die im Vergleich zu Nieten teuren Schrauben möglichst zu sparen, sind in Anordnung C und D Gelenke mit einseitig angelegten Winkeleisenlaschen gegeben, welche an die fest aufgelagerte Pfette schon in der Werkstatt angenietet werden können.

Bei den Anordnungen B und D ist in der vom Trägerende entfernten Reihe die zweite Schraube bzw. Niet der geringeren aufzunehmenden Kraft entsprechend fortgelassen.

Die Tragfähigkeit der Niete ergibt sich entsprechend den nach Dinorm E 1050 zulässigen Beanspruchungen von 1200, 1400 und 1600 kg/cm² aus einer zulässigen Scherspannung der Niete und Schrauben von 960, 1120 und 1280 kg/cm² und einem Lochleibungsdruck von 2400, 2800 und 3200 kg/cm².

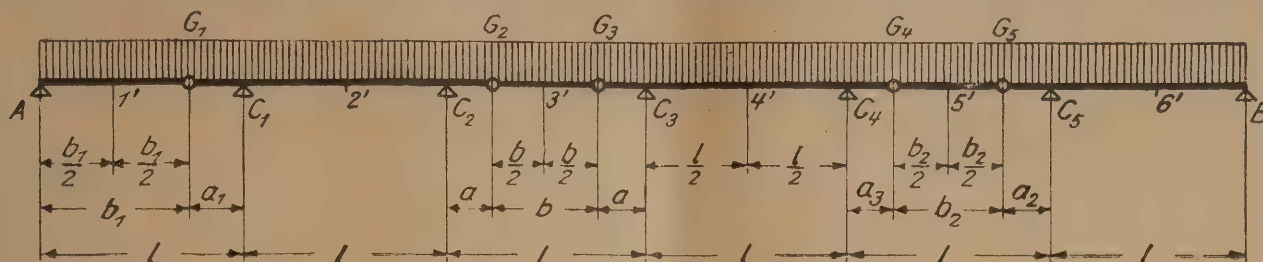
### E. 1010. Gerberpfetten bei gleichbleibendem Binderabstand mit erhöhten Profilen der Endfelder.

Bei der angegebenen Lage der Gelenke ergeben sich die Momente im allgemeinen gleich groß; Ausnahmen machen die Momente im ersten und vorletzten und letzten Feld. Um namentlich das Größtmoment im Endfeld möglichst klein zu erhalten, ist der Abstand des letzten Gelenkes von der vor-

## Gerberpfetten

bei gleichbleibendem Binderabstand mit erhöhten Profilen der Endfelder.

DIN E 1010 Bl. 2




Entwurf: Einspruchsfrist 1. Juni 1923.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

| l m | Lage der Gelenke a m | b m | $a_1$ m | $b_1$ m | $a_2$ m | $b_2$ m | $a_3$ m | Zur Berechnung der Größtmomente $0,0957\,l^2$ | $0,0625\,l^2$ | $0,05112\,l^2$ | $0,0858\,l^2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5,100 | 0,747 | 3,606 | 0,638 | 4,462 | 1,038 | 3,261 | 0,801 | 2,489 | 1,626 | 1,330 | 2,232 |
| 5,200 | 0,762 | 3,676 | 0,650 | 4,550 | 1,058 | 3,326 | 0,816 | 2,588 | 1,690 | 1,382 | 2,320 |
| 5,300 | 0,776 | 3,748 | 0,663 | 4,637 | 1,079 | 3,389 | 0,832 | 2,688 | 1,756 | 1,436 | 2,410 |
| 5,400 | 0,791 | 3,818 | 0,675 | 4,725 | 1,099 | 3,453 | 0,848 | 2,791 | 1,823 | 1,491 | 2,502 |
| 5,500 | 0,806 | 3,888 | 0,688 | 4,812 | 1,119 | 3,517 | 0,864 | 2,895 | 1,891 | 1,546 | 2,595 |
| 5,600 | 0,820 | 3,960 | 0,700 | 4,900 | 1,140 | 3,581 | 0,879 | 3,001 | 1,960 | 1,603 | 2,691 |
| 5,700 | 0,835 | 4,030 | 0,713 | 4,987 | 1,160 | 3,645 | 0,895 | 3,109 | 2,031 | 1,661 | 2,788 |
| 5,800 | 0,850 | 4,100 | 0,725 | 5,075 | 1,180 | 3,709 | 0,911 | 3,219 | 2,103 | 1,720 | 2,886 |
| 5,900 | 0,864 | 4,172 | 0,738 | 5,162 | 1,201 | 3,773 | 0,926 | 3,331 | 2,176 | 1,779 | 2,987 |
| 6,000 | 0,879 | 4,242 | 0,750 | 5,250 | 1,221 | 3,837 | 0,942 | 3,445 | 2,250 | 1,840 | 3,089 |
| 6,100 | 0,894 | 4,312 | 0,763 | 5,337 | 1,241 | 3,901 | 0,958 | 3,561 | 2,326 | 1,902 | 3,193 |
| 6,200 | 0,908 | 4,384 | 0,775 | 5,425 | 1,262 | 3,965 | 0,973 | 3,679 | 2,403 | 1,965 | 3,298 |
| 6,300 | 0,923 | 4,454 | 0,788 | 5,512 | 1,282 | 4,029 | 0,989 | 3,798 | 2,481 | 2,029 | 3,405 |
| 6,400 | 0,938 | 4,524 | 0,800 | 5,600 | 1,302 | 4,093 | 1,005 | 3,920 | 2,560 | 2,094 | 3,514 |
| 6,500 | 0,952 | 4,596 | 0,813 | 5,687 | 1,323 | 4,157 | 1,020 | 4,043 | 2,641 | 2,160 | 3,625 |
| 6,600 | 0,967 | 4,666 | 0,825 | 5,775 | 1,343 | 4,221 | 1,036 | 4,169 | 2,723 | 2,227 | 3,737 |
| 6,700 | 0,982 | 4,736 | 0,838 | 5,862 | 1,363 | 4,285 | 1,052 | 4,296 | 2,806 | 2,295 | 3,852 |
| 6,800 | 0,996 | 4,808 | 0,850 | 5,950 | 1,384 | 4,349 | 1,067 | 4,425 | 2,890 | 2,364 | 3,967 |
| 6,900 | 1,011 | 4,878 | 0,863 | 6,037 | 1,404 | 4,413 | 1,083 | 4,556 | 2,976 | 2,434 | 4,085 |
| 7,000 | 1,025 | 4,950 | 0,875 | 6,125 | 1,424 | 4,477 | 1,099 | 4,689 | 3,063 | 2,505 | 4,204 |
| 7,100 | 1,040 | 5,020 | 0,888 | 6,212 | 1,445 | 4,540 | 1,115 | 4,824 | 3,151 | 2,577 | 4,325 |
| 7,200 | 1,055 | 5,090 | 0,900 | 6,300 | 1,465 | 4,605 | 1,130 | 4,961 | 3,240 | 2,650 | 4,448 |
| 7,300 | 1,069 | 5,162 | 0,913 | 6,387 | 1,486 | 4,668 | 1,146 | 5,100 | 3,331 | 2,724 | 4,572 |
| 7,400 | 1,084 | 5,232 | 0,925 | 6,475 | 1,506 | 4,732 | 1,162 | 5,241 | 3,423 | 2,799 | 4,698 |
| 7,500 | 1,099 | 5,302 | 0,938 | 6,562 | 1,526 | 4,796 | 1,178 | 5,383 | 3,516 | 2,876 | 4,826 |
| 7,600 | 1,113 | 5,374 | 0,950 | 6,650 | 1,547 | 4,860 | 1,193 | 5,528 | 3,610 | 2,953 | 4,956 |
| 7,700 | 1,128 | 5,444 | 0,963 | 6,737 | 1,567 | 4,924 | 1,209 | 5,674 | 3,706 | 3,031 | 5,087 |
| 7,800 | 1,143 | 5,514 | 0,975 | 6,825 | 1,587 | 4,988 | 1,225 | 5,822 | 3,803 | 3,110 | 5,220 |
| 7,900 | 1,157 | 5,586 | 0,988 | 6,912 | 1,608 | 5,052 | 1,240 | 5,973 | 3,901 | 3,190 | 5,355 |
| 8,000 | 1,172 | 5,656 | 1,000 | 7,000 | 1,628 | 5,116 | 1,256 | 6,125 | 4,000 | 3,272 | 5,491 |

April 1923. Deutscher Eisenbau-Verband.

letzten Stütze so vergrößert, daß das Stützenmoment über dieser gleich dem Größtmoment im Endfeld wird. Für den eingehängten Träger der ersten und den ausgekragten Träger der Endöffnung sind nötigenfalls höhere Profile zu verwenden.

**E. 1011 Bl. 1—3. Gerberpfetten bei gleichbleibendem Binderabstand mit Verstärkung in den Endfeldern.**

Bei der angegebenen Lage der Gelenke werden alle Stützenmomente gleich groß und es ergeben sich nur in den Endfeldern größere Momente; für diese können die Träger verstärkt werden. Eine Art dieser Verstärkung ist auf Bl. 2, ihre Lage und Länge auf Bl. 3 angegeben.

**E. 1012. Gerberpfetten bei verkürztem Binderabstand in den Endfeldern.**

Will man sämtliche Größtmomente gleich haben, so daß durchweg gleiche Träger verwendet werden können, so werden die Endfelder verkürzt.

**E. 1032 Bl. 1 u. 2. Nietabstände für ungleichschenklige Winkeleisen.**

Als Nietdurchmesser ist zunächst für jeden Schenkel der größte zulässige eingeführt; sodann sind die Nietabstände noch für einige kleinere Nietdurchmesser angegeben. Für $e_1$ ist für jeden Winkel nur ein Wert eingesetzt, da die Werte für verschiedene Nietdurchmesser nur wenig voneinander abweichen.

Blatt 2 enthält ungleichschenklige Winkel, deren langer Schenkel zweireihige Nietung zuläßt. Für $e_1$ ist für jeden Winkel wieder nur ein Wert angegeben; für $e_2$ und $e_3$ sind dagegen die Werte für verschiedene Nietdurchmesser aufgeführt, da es namentlich bei Anschlüssen, bei denen man, um sie kurz zu halten, die Niete möglichst dicht aneinander setzt, erwünscht sein kann, die genauen Mindestabstände zu haben.

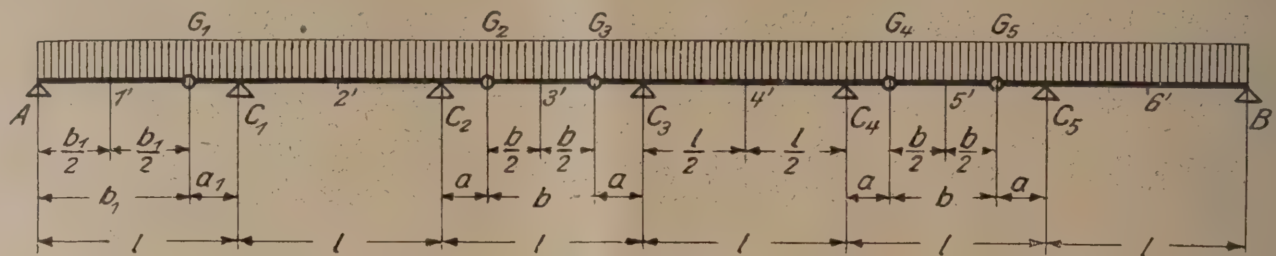
**E. 1033. Nietabstände für gleichschenklige Winkeleisen.**

Es gilt das zu E 1032 Gesagte. Kirchner.

**Entwurf: Einspruchsfrist 1. Juni 1923.**
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

## Gerberpfetten
bei gleichbleibendem Binderabstand mit Verstärkung in den Endfeldern.

DIN E 1011 Bl. 1




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Länge der Gelenke | $a = 0{,}1465\,l$ | $b = 0{,}707\,l$ | $a_1 = 0{,}125\,l$ | $b_1 = 0{,}875\,l$ |
| Auflagerkräfte | $A = B = 0{,}4375\,q \cdot l$ | $C_1 = C_5 = 1{,}0625\,q \cdot l$ | $C_2 = C_3 = C_4 = q \cdot l$ | |
| Gelenkkräfte | $G_1 = 0{,}4375\,q \cdot l$ | $G_2 = G_3 = G_4 = G_5 = 0{,}3535\,q \cdot l$ | | |
| Größtmomente | $M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_2' = M_3' = M_4' = M_5' = 0{,}0625\,q \cdot l^2$ | $M_1' = M_6' = 0{,}0957\,q \cdot l^2$ | | |

| l | Lage der Gelenke | | | | Zur Berechnung der Größtmomente | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | a | b | $a_1$ | $b_1$ | $0{,}0625\,l^2$ | $0{,}0957\,l^2$ |
| m | m | m | m | m | | |
| 3,500 | 0,513 | 2,474 | 0,438 | 3,062 | 0,7656 | 1,1723 |
| 3,600 | 0,527 | 2,546 | 0,450 | 3,150 | 0,8100 | 1,2403 |
| 3,700 | 0,542 | 2,616 | 0,463 | 3,237 | 0,8556 | 1,3101 |
| 3,800 | 0,557 | 2,686 | 0,475 | 3,325 | 0,9025 | 1,3819 |
| 3,900 | 0,571 | 2,758 | 0,488 | 3,412 | 0,9506 | 1,4556 |
| 4,000 | 0,586 | 2,828 | 0,500 | 3,500 | 1,0000 | 1,5312 |
| 4,100 | 0,601 | 2,898 | 0,513 | 3,587 | 1,0506 | 1,6087 |
| 4,200 | 0,615 | 2,970 | 0,525 | 3,675 | 1,1025 | 1,6881 |
| 4,300 | 0,630 | 3,040 | 0,538 | 3,762 | 1,1556 | 1,7695 |
| 4,400 | 0,645 | 3,110 | 0,550 | 3,850 | 1,2100 | 1,8528 |
| 4,500 | 0,659 | 3,182 | 0,563 | 3,937 | 1,2656 | 1,9379 |
| 4,600 | 0,674 | 3,252 | 0,575 | 4,025 | 1,3225 | 2,0250 |
| 4,700 | 0,689 | 3,322 | 0,588 | 4,112 | 1,3806 | 2,1140 |
| 4,800 | 0,703 | 3,394 | 0,600 | 4,200 | 1,4400 | 2,2049 |
| 4,900 | 0,718 | 3,464 | 0,613 | 4,287 | 1,5006 | 2,2978 |
| 5,000 | 0,732 | 3,536 | 0,625 | 4,375 | 1,5625 | 2,3925 |
| 5,100 | 0,747 | 3,606 | 0,638 | 4,462 | 1,6256 | 2,4892 |
| 5,200 | 0,762 | 3,676 | 0,650 | 4,550 | 1,6900 | 2,5877 |
| 5,300 | 0,776 | 3,748 | 0,663 | 4,637 | 1,7556 | 2,6882 |
| 5,400 | 0,791 | 3,818 | 0,675 | 4,725 | 1,8225 | 2,7906 |
| 5,500 | 0,806 | 3,888 | 0,688 | 4,812 | 1,8906 | 2,8949 |
| 5,600 | 0,820 | 3,960 | 0,700 | 4,900 | 1,9600 | 3,0012 |
| 5,700 | 0,835 | 4,030 | 0,713 | 4,987 | 2,0306 | 3,1093 |

| l | Lage der Gelenke | | | | Zur Berechnung der Größtmomente | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | a | b | $a_1$ | $b_1$ | $0{,}0625\,l^2$ | $0{,}0957\,l^2$ |
| m | m | m | m | m | | |
| 5,800 | 0,850 | 4,100 | 0,725 | 5,075 | 2,1025 | 3,2193 |
| 5,900 | 0,864 | 4,172 | 0,738 | 5,162 | 2,1756 | 3,3313 |
| 6,000 | 0,879 | 4,242 | 0,750 | 5,250 | 2,2500 | 3,4452 |
| 6,100 | 0,894 | 4,312 | 0,763 | 5,337 | 2,3256 | 3,5610 |
| 6,200 | 0,908 | 4,384 | 0,775 | 5,425 | 2,4025 | 3,6787 |
| 6,300 | 0,923 | 4,454 | 0,788 | 5,512 | 2,4806 | 3,7983 |
| 6,400 | 0,938 | 4,524 | 0,800 | 5,600 | 2,5600 | 3,9199 |
| 6,500 | 0,952 | 4,596 | 0,813 | 5,687 | 2,6406 | 4,0433 |
| 6,600 | 0,967 | 4,666 | 0,825 | 5,775 | 2,7225 | 4,1687 |
| 6,700 | 0,982 | 4,736 | 0,838 | 5,862 | 2,8056 | 4,2960 |
| 6,800 | 0,996 | 4,808 | 0,850 | 5,950 | 2,8900 | 4,4252 |
| 6,900 | 1,011 | 4,878 | 0,863 | 6,037 | 2,9756 | 4,5563 |
| 7,000 | 1,025 | 4,950 | 0,875 | 6,125 | 3,0625 | 4,6893 |
| 7,100 | 1,040 | 5,020 | 0,888 | 6,212 | 3,1506 | 4,8242 |
| 7,200 | 1,055 | 5,090 | 0,900 | 6,300 | 3,2400 | 4,9611 |
| 7,300 | 1,069 | 5,162 | 0,913 | 6,387 | 3,3306 | 5,0999 |
| 7,400 | 1,084 | 5,232 | 0,925 | 6,475 | 3,4225 | 5,2405 |
| 7,500 | 1,099 | 5,302 | 0,938 | 6,562 | 3,5156 | 5,3831 |
| 7,600 | 1,113 | 5,374 | 0,950 | 6,650 | 3,6100 | 5,5276 |
| 7,700 | 1,128 | 5,444 | 0,963 | 6,737 | 3,7056 | 5,6741 |
| 7,800 | 1,143 | 5,514 | 0,975 | 6,825 | 3,8025 | 5,8224 |
| 7,900 | 1,157 | 5,586 | 0,988 | 6,912 | 3,9006 | 5,9726 |
| 8,000 | 1,172 | 5,656 | 1,000 | 7,000 | 4,0000 | 6,1248 |

April 1923. Deutscher Eisenbau-Verband. Fortsetzung siehe Blatt 2.

# Sitzungsberichte.

### Arbeitsausschuß für Kulturtechnik.

Am 23. und 24. Februar 1923 fand im Hause des Vereines Deutscher Ingenieure in Berlin eine Sitzung des Unterausschusses für Bodenuntersuchungen, der dem Normenausschuß der deutschen Industrie angegliedert ist, statt. Es war die erste seit der Gründungsversammlung. Anwesend waren die Vertreter der Landeskulturbauverwaltungen von Baden, Hessen, Mecklenburg-Schwerin, Preußen, Württemberg, sowie Vertreter der Wissenschaft. Ein eingehender Bericht über die bemerkenswerte Sitzung wird im nächsten Heft 2 des „Kulturtechnikers" gegeben werden. Hier sei nur auf die bisherige Entwicklung und die allgemeine volkswirtschaftliche Bedeutung der kulturtechnischen Normungsbestrebungen hingewiesen.

In der Fachpresse zutage tretende Normungsbestrebungen hatten den Normenausschuß der deutschen Industrie veranlaßt, Vertreter der Praxis und der Wissenschaft am 27. Januar 1921 zu einer Zusammenkunft zu bewegen, auf welcher die Gründung eines Arbeitsausschusses für Kulturbauwesen beschlossen wurde. Dieser setzte sich die Vereinheitlichung von kulturtechnischen Anlagen und die Herausgabe von Richtlinien für die in der Praxis häufiger zur Durchführung gebrachten kulturtechnischen Maßnahmen zum Ziel, um mit einem Mindestbetrage von Anlagekosten die landwirtschaftliche Erzeugung auf ein Höchstmaß zu steigern. Die vorhandenen Erfahrungen sollten dazu gesammelt und genutzt und im Bedarfsfalle neue Forschungsversuche angestellt werden. Im gegenseitigen Meinungsaustausch, in persönlicher Zusammenarbeit sollten die fachlichen Bestrebungen gefördert werden. Dabei erschien der Normenausschuß der deutschen Industrie mit seiner unabhängigen und gemeinnützigen Organisation als die geeignete Stelle, um den erforderlichen geschäftlichen Verkehr zu erledigen.

Der Arbeitsausschuß gliederte sich in die drei Unterausschüsse für Vereinheitlichung der Dränrohre, für Vereinheitlichung kleiner Brücken, Durchlässe und Schleusen und für Bodenuntersuchungen. Die ersten beiden Unterausschüsse waren bei den wirtschaftlichen Schwierigkeiten, mit denen heute jeder zu kämpfen hat, nicht imstande, ihrer Aufgabe zu genügen und gingen ein. Ihr Arbeitsgebiet ist von dem Deutschen Verein zur Förderung der Bodenverbesserung nach dem Beschluß der Hauptversammlung vom 17. Januar 1923 übernommen worden, und zur Mitarbeit im Unterausschuß für Dränrohre haben sich die Herren Kulturingenieur Kalinke, Kulturingenieur und

Landmesser Slawik und Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Zunker zur Verfügung gestellt. Vereinsmitglieder, die sich an den Arbeiten beteiligen wollen, werden gebeten, dem Unterzeichneten ihre Bereitwilligkeit dazu mitzuteilen.

Der Unterausschuß für Bodenuntersuchungen, dem ursprünglich die Herren Oberbaurat Fauser, Geh. Reg.-Rat Prof. E. Krüger und Dr.-Ing. Zunker angehörten, hat sich allmählich durch Hinzuziehung weiterer Wissenschaftler und Praktiker erweitert. Ihm war im Arbeitsausschuß für Kulturbauwesen die allgemeine Aufgabe zugefallen, die geeignetsten Maßnahmen zu erforschen, um im gegebenen Falle den für die Pflanzen günstigsten Gehalt an Bodenwasser zu erreichen, und die gefundenen Regeln als Richtlinien für die Praxis zusammenzufassen. Seine Arbeiten begann er mit der Herausarbeitung von Verfahren, die gestatteten, Bodenarten auf zuverlässigem mechanischem Wege, also unter Ausschaltung der unzulänglichen gefühlsmäßigen Beurteilung nach dem bloßen Augenschein, Geruch und Anfühlen eindeutig zu kennzeichnen. Die Aufstellung der Beziehungen zwischen Bodenbeschaffenheit und Dränentfernung, Bewässerungsbedürftigkeit, zweckmäßige Höhe des Grundwasserstandes war dann das nächste Ziel. Auf der Sitzung vom 23. und 24. Februar wurden aus den gehaltenen bodenkundlichen Vorträgen die Folgerungen gezogen und das Arbeitsprogramm für die nächste Zukunft festgelegt.

Über den hohen volkswirtschaftlichen Wert der Bestrebungen des Ausschusses dürfte kein Zweifel möglich sein. Die gegenwärtige Not macht es zu einer unabweisbaren Pflicht, kein Mittel unversucht zu lassen, welches der Hebung unserer landwirtschaftlichen Erzeugung dient. Dieser Pflicht will auch der Ausschuß genügen, und er dürfte auf dem besten Wege zu Erfolgen sein.

Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Zunker.

## Einführung der Normen in die Praxis.

Das Reichsverkehrsministerium hat mit Erlaß vom 15. II. 23 — veröffentlicht im Reichsverkehrsblatt Abt. A Nr. 14 vom 28. II. 23 und im Reichsverkehrsblatt Abt. B Nr. 16 vom 23. II. 23 — verfügt, künftig den Ziegellieferungen die Norm

---

## Gerberpfetten

**bei gleichbleibendem Binderabstand mit Verstärkung in den Endfeldern.**

**DIN E 1011 Bl. 2**

Lage und Länge der Verstärkung.

c = 0,18 l  d = 0,515 l  e = 0,305 l

Die theoretische Lage und Länge der Verstärkung ergibt sich aus nachstehender Tabelle:

m

| l | c | d | e | l | c | d | e | l | c | d | e |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3,500 | 0,630 | 1,803 | 1,067 | 5,100 | 0,918 | 2,627 | 1,555 | 6,700 | 1,206 | 3,451 | 2,043 |
| 3,600 | 0,648 | 1,854 | 1,098 | 5,200 | 0,936 | 2,678 | 1,586 | 6,800 | 1,224 | 3,502 | 2,074 |
| 3,700 | 0,666 | 1,906 | 1,128 | 5,300 | 0,954 | 2,730 | 1,616 | 6,900 | 1,242 | 3,554 | 2,104 |
| 3,800 | 0,684 | 1,957 | 1,159 | 5,400 | 0,972 | 2,781 | 1,647 | 7,000 | 1,260 | 3,605 | 2,135 |
| 3,900 | 0,702 | 2,009 | 1,189 | 5,500 | 0,990 | 2,833 | 1,677 | 7,100 | 1,278 | 3,657 | 2,165 |
| 4,000 | 0,720 | 2,060 | 1,220 | 5,600 | 1,008 | 2,884 | 1,708 | 7,200 | 1,296 | 3,708 | 2,196 |
| 4,100 | 0,738 | 2,112 | 1,250 | 5,700 | 1,026 | 2,936 | 1,738 | 7,300 | 1,314 | 3,760 | 2,226 |
| 4,200 | 0,756 | 2,163 | 1,281 | 5,800 | 1,044 | 2,987 | 1,769 | 7,400 | 1,332 | 3,811 | 2,257 |
| 4,300 | 0,774 | 2,215 | 1,311 | 5,900 | 1,062 | 3,039 | 1,799 | 7,500 | 1,350 | 3,863 | 2,287 |
| 4,400 | 0,792 | 2,266 | 1,342 | 6,000 | 1,080 | 3,090 | 1,830 | 7,600 | 1,368 | 3,914 | 2,318 |
| 4,500 | 0,810 | 2,318 | 1,372 | 6,100 | 1,098 | 3,142 | 1,860 | 7,700 | 1,386 | 3,966 | 2,348 |
| 4,600 | 0,828 | 2,369 | 1,403 | 6,200 | 1,116 | 3,193 | 1,891 | 7,800 | 1,404 | 4,017 | 2,379 |
| 4,700 | 0,846 | 2,421 | 1,433 | 6,300 | 1,134 | 3,245 | 1,921 | 7,900 | 1,422 | 4,069 | 2,409 |
| 4,800 | 0,864 | 2,472 | 1,464 | 6,400 | 1,152 | 3,296 | 1,952 | 8,000 | 1,440 | 4,120 | 2,440 |
| 4,900 | 0,882 | 2,524 | 1,494 | 6,500 | 1,170 | 3,348 | 1,982 | | | | |
| 5,000 | 0,900 | 2,575 | 1,525 | 6,600 | 1,188 | 3,399 | 2,013 | | | | |

April 1923. Deutscher Eisenbau-Verband.

Fortsetzung siehe Blatt 3

---

## Gerberpfetten

**bei gleichbleibendem Binderabstand mit Verstärkung in den Endfeldern.**

**DIN E 1011 Bl. 3**

Größe der Verstärkung.

Ist das Widerstandsmoment einer normalen Gelenkpfette W, so ist bei durchweg gleichem Binderabstand die in den Endfeldern erforderliche Erhöhung des Widerstandsmomentes:

$$\Delta W = 0{,}5312\ W.$$

Die Verstärkung erfolgt bei I- und [-Pfetten durch seitlich an den Steg gelegte [-Eisen.

| I | Erforderliches erhöhtes Widerstandsmoment cm³ | Für die Verstärkung zu verwenden 2×[ |
|---|---|---|
| 8 | 29,9 | 5 |
| 10 | 52,4 | 6½ |
| 12 | 83,8 | 8 |
| 14 | 125,4 | 10 |
| 16 | 179 | 12 |
| 18 | 247 | 14 |
| 20 | 328 | 14 |
| 22 | 426 | 16 |
| 24 | 542 | 18 |
| 26 | 677 | 20 |

| [ | Erforderliches erhöhtes Widerstandsmoment cm³ | Für die Verstärkung zu verwenden 1×[ |
|---|---|---|
| 8 | 40,6 | 8 |
| 10 | 63,1 | 10 |
| 12 | 92,9 | 12 |
| 14 | 132,3 | 14 |
| 16 | 178 | 16 |
| 18 | 230 | 18 |
| 20 | 292 | 20 |
| 22 | 375 | 22 |
| 24 | 459 | 24 |
| 26 | 568 | 26 |

April 1923. Deutscher Eisenbau-Verband.

**Entwurf: Einspruchsfrist 1. Juni 1923.**
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

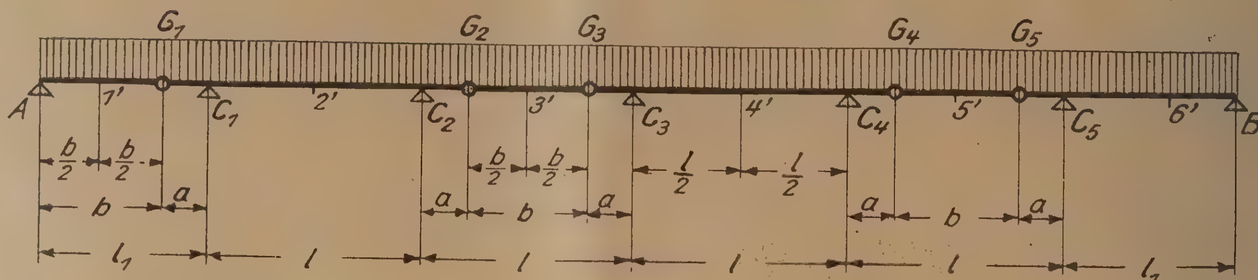
Entwurf: Einspruchsfrist 1. Juni 1923.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

## Gerberpfetten

bei verkürztem Binderabstand in den Endfeldern.

DIN E 1012

Weite der Endfelder; Lage der Gelenke.




Um die Größtmomente durchweg gleich groß zu erhalten, empfiehlt es sich, den Binderabstand der Endfelder auf $l_1 = 0{,}8535\,l$ zu verkürzen.

| | | |
|---|---|---|
| Lage der Gelenke | $a = 0{,}1465\,l$ | $b = 0{,}707\,l$ |
| Auflagerkräfte | $A = 0{,}3535\,q\,l$ | $B = 0{,}3535\,q\,l$ |
| | $C_1 = C_2 = C_3 = C_4 = C_5 = q \cdot l$ | |
| Gelenkkräfte | $G_1 = G_2 = G_3 = G_4 = G_5 = 0{,}3535\,q\,l$ | |
| Größtmomente | $M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_1' = M_2' = M_3' = M_4' = M_5' = 0{,}0625\,q\,l^2$ | |

Rechnungswerte für a, b, A, B, $C_1 \div C_5$, $G_1 \div G_5$, $M_1 \div M_5$, $M_1' \div M_5'$ siehe Dinorm E 1011.

m

| l | $l_1$ | l | $l_1$ | l | $l_1$ | l | $l_1$ | l | $l_1$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3,500 | 2,987 | 4,500 | 3,841 | 5,500 | 4,694 | 6,500 | 5,548 | 7,500 | 6,401 |
| 3,600 | 3,073 | 4,600 | 3,926 | 5,600 | 4,780 | 6,600 | 5,633 | 7,600 | 6,487 |
| 3,700 | 3,158 | 4,700 | 4,011 | 5,700 | 4,865 | 6,700 | 5,718 | 7,700 | 6,572 |
| 3,800 | 3,243 | 4,800 | 4,097 | 5,800 | 4,950 | 6,800 | 5,804 | 7,800 | 6,657 |
| 3,900 | 3,329 | 4,900 | 4,182 | 5,900 | 5,036 | 6,900 | 5,889 | 7,900 | 6,743 |
| 4,000 | 3,414 | 5,000 | 4,268 | 6,000 | 5,121 | 7,000 | 5,975 | 8,000 | 6,828 |
| 4,100 | 3,499 | 5,100 | 4,353 | 6,100 | 5,206 | 7,100 | 6,060 | | |
| 4,200 | 3,585 | 5,200 | 4,438 | 6,200 | 5,292 | 7,200 | 6,145 | | |
| 4,300 | 3,670 | 5,300 | 4,524 | 6,300 | 5,377 | 7,300 | 6,231 | | |
| 4,400 | 3,755 | 5,400 | 4,609 | 6,400 | 5,462 | 7,400 | 6,316 | | |

April 1923. Deutscher Eisenbau-Verband.

Din 105 Mauerziegel (Backsteine) zugrunde zu legen. Durch diesen Erlaß ist Din 105 im Geschäftsbereich des Reichsverkehrsministeriums eingeführt. NDI.

## Normung im Ausland.

### Rußland.

Der NDI empfing den Besuch des Herrn Oskar Steinhaus aus Moskau, der als Vorsitzender des elektrotechnischen Fachnormenausschusses in Rußland interessante Angaben über die russische Normenarbeit machte. Als Vertreter des Telefunkensystems in Rußland hat er besonderes Interesse für die Normung auf elektrotechnischem Gebiet und hat bereits auch früher auf diesem Gebiet gelegentlich seiner Tätigkeit bei der transsibirischen Bahn gearbeitet. — Er erkundigte sich eingehend nach der Organisation des deutschen Normenausschusses und äußerte sich dahin, daß die Russen Anschluß an Deutschland und nicht an Amerika und andere Länder zu suchen geneigt sind.

Herr Steinhaus will nach seiner — inzwischen erfolgten — Rückkehr nach Moskau den Obersten Volkswirtschaftsrat in einem besonderen Vortrage über die deutsche Normungsarbeit unterrichten und gleichzeitig eine direkte Fühlungnahme zwischen den beiden Ländern veranlassen, die entweder direkt oder durch Vermittlung der Handelsvertretung Sowjet-Rußlands in Berlin erfolgen wird. NDI.

## Mitteilungen der Geschäftstelle des NDI.

### Spanische Dinbücher.

In engster Zusammenarbeit mit dem deutschen Eisenbauverband hat der NDI im Laufe des vorigen Monats die ersten Dinbücher in spanischer Sprache herausgegeben.

Übersetzt wurden:

Dinorm 1000: Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbaumarken (Dinbuch 3) und die Vorschriften für die Berechnung eiserner Eisenbahnbrücken (aufgestellt im Staatsverkehrsministerium (Dinbuch 5).

Beide Bücher sind im Format A 5 (148 × 210) gedruckt, und umfassen 16 bzw. 77 Seiten Text. Sie sind durch die Geschäftstelle des NDI Berlin NW 7, Sommerstr. 4a, zu beziehen. Der Preis beträgt innerhalb Deutschlands für Dinbuch 3 2000 M, für Dinbuch 5 5000 M.

# DIE BAUNORMUNG

## Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

**2. Jahrgang** | **15. Mai 1923** | **Nr. 5**

INHALT:



Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig — DIN 1350

# Einheiten und Formelgrößen
für Werkstoffprüfung

## Einheitszeichen für Maße, Gewichte usw.

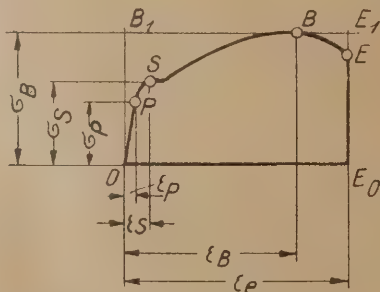
| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| mm | Millimeter | $cm^2$ | Quadratzentimeter | t | Tonne |
| cm | Zentimeter | $dm^2$ | Quadratdezimeter | $kg/cm^2$ | Kilogramm für das Quadratzentimeter |
| dm | Dezimeter | $m^2$ | Quadratmeter | | |
| m | Meter | $m^3$ | Kubikmeter | $t/m^2$ | Tonne für das Quadratmeter |
| km | Kilometer | g | Gramm | cmkg | Zentimeterkilogramm |
| $mm^2$ | Quadratmillimeter | kg | Kilogramm | mt | Metertonnen |

## In der Mechanik, Statik und bei der Werkstoffprüfung vorkommende Formelzeichen.

| | |
|---|---|
| $V$ | Körperinhalt |
| $\gamma$ | Raumeinheitsgewicht (Wichte) |
| $G$ | Gewicht ($G = V \cdot \gamma$) |
| $v$ | Geschwindigkeit |
| $\mu$ | Reibungszahl |
| $t°$ (lies $t$ Grad) | Wärmegrade in Celsius |
| $\alpha_t$ | Wärmeausdehnungszahl |
| $\Delta l, \Delta s$ .... | Längenzuwachs (Endlänge weniger Anfangslänge) |
| $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}, \frac{\Delta s}{s}$ | Dehnung oder Stauchung, bezogene Längenänderung |
| $E$ | Elastizitätsmodul für Zug und Druck |
| $\alpha$ | Dehnungszahl ($\alpha = \frac{1}{E} = \frac{\varepsilon}{\sigma}$) |
| $G$ | Schubmodul |
| $\gamma$ | Schiebung (im Bogenmaß) |
| $\beta$ | Schubzahl ($\beta = \frac{1}{G} = \frac{\gamma}{\tau}$) |
| $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ | Trägheitsmoment |
| $W$ | Widerstandsmoment |
| $\mathfrak{S}$ | Statisches Moment einer Fläche |
| $J$ | Trägheitshalbmesser |
| $s$ | Stablänge eines Bauteils |
| $s_k$ | Knicklänge eines Druckstabs |
| $\lambda$ | $\frac{s_k}{i}$ = Schlankheitsgrad |
| $S$ | + bedeutet Zugkraft } (innere Kräfte = Spannkräfte) |
| $S$ | — „ Druckkraft } (innere Kräfte = Spannkräfte) |
| $M$ | + „ positives Biegungsmoment im Uhrzeigersinn (Kraft × Hebelarm) |
| $M$ | — bedeutet negatives Biegungsmoment |
| $M_D$ | Drehmoment |
| $Q$ | + bedeutet positive Querkraft |
| $Q$ | — „ negative „ |
| $G$ | ständige Einzellast |
| $\mathfrak{A}$ | Arbeit, Formänderungsarbeit |
| $\sigma$ | Zug- oder Druckspannung |
| $\sigma$ | + bedeutet Zugspannung |
| $\sigma$ | — „ Druckspannung |
| $\sigma_B$ | Bruchspannung (Zugfestigkeit) |
| $\sigma_{-B}$ | Bruchspannung (Druckfestigkeit) |
| $\sigma_P$ | Spannung an der Proportionalitätsgrenze |
| $\sigma_E$ | Spannung an der Elastizitätsgrenze |
| $\sigma_S$ | Spannung an der Streckgrenze } Fließgrenze |
| $\sigma_{-S}$ | Spannung an der Quetschgrenze } Fließgrenze |
| $\sigma'_B$ | Bruchspannung beim Biegeversuch |
| $\sigma_F$ | Fließspannung beim Biegeversuch |
| $\tau$ | Scherspannung |
| $\tau_B$ | Scherspannung beim Bruch |
| $n$ | Knicksicherheit, Sicherheitsgrad |
| $a$ | Dicke einer Probe |
| $b$ | Breite einer Probe |
| $h$ | Höhe einer Probe |
| $d$ | Maßgebender Durchmesser einer Probe innerhalb der Meßlänge |
| $d_e$ | Maßgebender Durchmesser am Ende des Versuchs |
| $d_{e_1}, d_{e_2}$ .... | Maßgebender Durchmesser am Ende der 1., 2. . . . . Laststufe |
| $F$ | Maßgebender Querschnitt der Probe beim Beginn des Versuchs |
| $F_e$ | Maßgebender Querschnitt am Ende des Versuchs |
| $F_{e_1}, F_{e_2}$ . . . | Maßgebender Querschnitt am Ende der 1., 2. . . . . . Laststufe |
| $l_v$ | Versuchslänge der Probe |
| $l$ | Meßlänge bei Beginn des Versuchs |
| $l_e$ | Meßlänge am Ende des Versuchs |
| $l_{e_1}, l_{e_2}$ .... | „ „ „ der 1., 2. . . . . . . Laststufe |
| $n = \frac{l}{d}$ | Meßlängenverhältnis (wo $d$ der Durchmesser des dem Querschnitt $F$ flächengleichen Kreises ist) |
| $l_s$ | Stützweite beim Biegeversuch |
| $f$ | Pfeilhöhe, Durchbiegung |
| $\delta$ | + Bruchdehnung } in Vomhundert der Meßlänge $l$: $\delta = \frac{\Delta l}{l} \cdot 100\,\%$ |
| $\delta$ | — Endstauchung } in Vomhundert der Meßlänge $l$: $\delta = \frac{\Delta l}{l} \cdot 100\,\%$ |

Entwurf: Einspruchsfrist 1. August 1923
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

| | | |
|---|---|---|
| $u$ | Verschiebung | Seitliche Verschiebung eines Flächenelements infolge eines Drehmoments $M_D$ |
| $\gamma$ | Schiebung (Gleitung) | $\operatorname{tg}\gamma = \frac{u}{l}$ |
| $\vartheta$ | Verdrehungswinkel | Der im Bogenmaß gemessene Verdrehungswinkel zweier 1 cm voneinander abstehenden Querschnitte |
| $m$ | Längsdehnungsverhältnis $\left(\frac{1}{\mu}\right.$ Poissonsche Zahl$\left.\right)$ | $m = \frac{\text{bezogene Längenänderung}}{\text{Querkürzung}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_q} = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta d}{d}} = \frac{1}{\mu}$ |
| $\mu$ | Querkürzungsverhältnis $\left(\frac{1}{m}\right)$ | |
| $\varepsilon_q$ | Querkürzung (lineare Querzusammenziehung, bezogene Querkürzung) $\varepsilon_q = \frac{a_e - a}{d} = \frac{\Delta a}{d}$ | |
| $\Delta F$ <br> $\Delta F$ | + Querschnittsvergrößerung <br> — „ verminderung | $= F_e - F =$ Unterschied zwischen dem Bruchquerschnitt $F_e$ und dem Anfangsquerschnitt $F$ |
| $\psi$ <br> $\psi$ | + Ausbauchung <br> — Einschnürung | $= \frac{\Delta F}{F} \cdot 100\,\%$ |
| $\varphi$ | bezogene Biegung (Biegepfeil) $= \frac{f}{l_s}\ 100\,\%$ | |
| $B_g$ | Biegegröße $= \frac{h}{2r} \cdot 100\,\%$ | Beim technologischen Biegeversuch die Dehnung der äußersten Faser, berechnet aus dem Krümmungshalbmesser $r$ der mittleren Faser und der ursprünglichen Höhe $h$ des Querschnitts |
| $P$ | Belastung | Die gesamte auf den Probekörper wirkende Last |
| $P_B$ | Bruchbelastung | Die höchste von der Probe ertragene Belastung vor ihrem Bruch |
| $H$ | Brinellhärte | Die durch den Kugeldruckversuch ermittelte Spannung gleich dem Quotienten aus Belastung und Kalottenfläche des Eindrucks |
| $a_K$ | Kerbzähigkeit | Die durch Kerbschlagversuch bis zum Bruch verbrauchte Arbeit des Schlagwerks, bezogen auf den Kerbquerschnitt des Stabes bei Beginn des Versuchs |
| $\sigma_N$ | Arbeitsfestigkeit | (Ermüdungsgrenze, Dauerbiegefestigkeit, Schwingungsfestigkeit) größte Anspannung, die bei Wechsel zwischen Zug und Druck gleicher Größe gerade noch beliebig oft ertragen wird |
| $\sigma_u$ | Ursprungsfestigkeit | Größte Spannung, die im Wechsel mit dem spannungslosen Zustand gerade noch beliebig oft ertragen wird |
| $\mathfrak{A}_e$ | Formänderungsarbeit bis zum Bruch | Arbeit, die zur Formänderung eines prismatischen Stabes bis zu dessen Zerreißen (Zerdrücken) erforderlich ist. $\mathfrak{A}_e$ wird dargestellt durch die Fläche OPSBEE₀O des nebenstehenden Bildes. Es ist: $\mathfrak{A}_e = \xi \cdot \sigma_B \cdot \varepsilon_e$ |




| | | |
|---|---|---|
| $M_{\mathfrak{A}}$ | Arbeitswert = Rechteck O $B_1$ $E_1$ $E_0$ $= \sigma_B\,\varepsilon_e$ | |
| $a$ | bezogenes Arbeitsvermögen $= \frac{\mathfrak{A}_e}{F \cdot l_v}$ | |
| $\xi$ | Völligkeitsgrad | $\xi = \frac{\mathfrak{A}_e}{M_{\mathfrak{A}}}$ |

In Druckschriften sind Größen, z. B. $P$ (Belastung), in ***kursiven***, lateinischen, griechischen oder deutschen (Fraktur-) Buchstaben, die Einheiten, z. B. m (Meter), in geraden lateinischen Buchstaben (Antiqua) zu setzen.

Mai 1923 Fachnormenausschuß für Prüfverfahren

# Vorstandsvorlagen.

**DIN 1350. Einheiten und Formelgrößen für Werkstoffprüfung.**

In der Sitzung am 24. März 1923 in Hannover wurden nur diejenigen Bezeichnungen durchberaten, die beim Prüfverfahren vorkommen. Demnach stellt die Vorstandsvorlage nur einen Auszug dar von dem Entwurf, der vom Unterausschuß beraten, an die Mitglieder des Hauptausschusses durch Rundschreiben vom 28. 2. 23 versandt und im „Bauingenieur“ 1923, Seite 150 und in der „Bautechnik“ 1923 Seite 84 veröffentlicht worden ist. Im ganzen sind etwa 30 Antworten eingegangen, die im allgemeinen zustimmend lauten. Von verschiedenen Seiten wurde der Fortschritt anerkannt, der inzwischen durch die Beratungen des Unterausschusses erzielt worden ist. Verschiedene Wünsche, die geäußert worden sind, wurden von den Verfassern selbst als unerheblich bezeichnet und es wurde dem Gedanken Ausdruck gegeben, daß es bei vielen Bezeichnungen gleichgültig ist, ob man diese oder jene Bezeichnung wählt. Wichtiger sei, daß endlich eine Einigung zustande kommt. Die einzelnen Verbesserungsvorschläge sind in Hannover beraten worden. Im einzelnen beziehen sich die durch die Beschlüsse des Hauptausschusses vorgenommenen Änderungen auf folgende Punkte.

1. $t^0$ = Wärmegrad in C wurde gutgeheißen und der Zusatz „lies t Grad“ beschlossen. Also z. B. $t^0 = 20$. Hierdurch dürften auch die Bedenken des Vorsitzenden des AEF behoben sein.

2. Für das statische Moment soll der Frakturbuchstabe $\mathfrak{S}$ gewählt werden. Nachdem festgestellt ist, daß auch ausländische Zeitungen in Fraktur gedruckt sind, bestehen keine Bedenken, Frakturbuchstaben zu wählen, wodurch eine Unterscheidung durch den Index $x$ gegenüber einer Stabkraft $S$ nicht mehr notwendig wird und Verwechselungen ausgeschlossen sind. Im übrigen verwendet auch der AEF, siehe DIN 520, Frakturbuchstaben. Für die Technik ist es unmöglich, das statische Moment ebenfalls mit $M$ (wie es der AEF vorgeschlagen hat) zu bezeichnen, da in der Technik allgemein $M$ als Biegungsmoment verwendet wird und Biegungsmoment und statisches Moment vielfach nebeneinander (z. B. bei der Berechnung von Blechträgern) vorkommt.

3. Die Arbeit, Formänderungsarbeit mußte mit dem deutschen Buchstaben $\mathfrak{A}$ bezeichnet werden, weil im Brücken- und Eisenhochbau der Auflagerdruck mit $A$ bezeichnet wird.

4. Da $\sigma_b$ im Eisenbetonbau schon für die Betondruckspannung vergeben ist, so wurde, einer Anregung von Prof. Kayser in Darmstadt folgend, $\sigma_F$ für die „Fließspannung beim Biegeversuch“ beschlossen.

5. Die Stützweite beim Biegeversuch soll mit $l_s$ bezeichnet werden, weil l die ursprüngliche Meßlänge für Dehnungsmessungen ist.

6. Bei $\varphi$ = bezogene Biegung soll in Klammern „Biegepfeil“ eingefügt werden.

7. Dem Gebrauch des AEF entsprechend sollen in Druckschriften Größen (z. B. $P$= Belastung) in lateinisch *Kursiv*, in griechischen

und deutschen (Fraktur-) Buchstaben, die Einheiten (wie z. B. m = Meter) in geraden lateinischen Buchstaben, Antiqua, gesetzt werden. Eine diesbezügliche Bemerkung ist als Fußnote angegeben.

Von verschiedenen Seiten wurde bemängelt, daß dieselben Zeichen, wie z. B. $G$ = Gewicht, $G$ = Schubmodul und $G$ = ständige Einzellast, wiederkehren. Dies läßt sich indessen nicht immer vermeiden. Auch ist es dann unbedenklich, wenn in den Schriftsätzen Größen mit denselben Zeichen nicht gleichzeitig auftreten. (Auch bei den Beschlüssen des AEF kommen dieselben Zeichen in verschiedener Bedeutung mehrfach vor.) Von anderer Seite wurde ferner bedauert, daß das System der alten Gerberschen Bezeichnungen, wie sie in den vorläufigen Vorschriften für Eisenbauwerke, „Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken" 1922 (Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) vorgesehen waren, aufgegeben wurde. Es hat sich aber gezeigt, daß es, wie im „Bauingenieur" 1923 Seite 23 ausgeführt ist, „untunlich erscheint, den Grundsatz, auf dem diese einheitlichen Bezeichnungen der ‚Grundlage' aufgebaut sind, allgemein durchzuführen, da manche Bezeichnungen der höheren Statik sich nicht in diesen Rahmen einfügen lassen und althergebrachte und international eingeführte Bezeichnungen nicht zugunsten eines Grundsatzes aufgegeben werden dürfen". Trotzdem sollen, soweit wie möglich, unbenannte Zahlen, Verhältnisse, Winkel und Spannungen mit kleinen griechischen, Längen- und Streckenlasten mit kleinen lateinischen Buchstaben und Flächen und Einzelkräfte mit großen lateinischen Buchstaben bezeichnet werden.

Kommerell.

**DIN 1351. Einheiten und Formelgrößen für die Festigkeitsberechnung von Eisenbauwerken.**

Dieses Blatt enthält den Rest der Bezeichnungen, die vom Unterausschuß der Gruppe I, „Prüfverfahren", in Hannover am 24. März 1923 durchberaten wurden. Es sind sodann noch diejenigen Bezeichnungen hinzugefügt, die auch sonst in der höheren Statik insbesondere beim Berechnen und Entwerfen von Eisen-

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig

DIN 1351

## Einheiten und Formelgrößen

**für die Festigkeitsberechnung von Eisenbauwerken**

### Mathematische Zeichen (DIN 522 gekürzt und erweitert)

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| = | gleich | d | vollständig. Differential | (1) | Numerierung von Formeln. Die Formelnummern sollen unmittelbar links von der Formel stehen |
| ≡ | identisch mit | ∂ | partielles Differential | | |
| ≠ | nicht gleich | Σ | Summe von | | |
| ≈ | nahezu gleich | ∫ | Integral | | |
| ≅ | kongruent | , | Dezimalzeichen, (Komma unten). Zur Gruppeneinteilung bei größeren Zahlen sind weder Komma noch Punkt, sondern Abstände zu verwenden | | |
| ∼ | ähnlich | | | (%) | Vomhundert |
| < | kleiner als | | | (‰) | Vomtausend |
| > | größer als | | | $\overline{AB}$ | Strecke $AB$ |
| ∞ | unendlich | | | $\widehat{AB}$ | Bogen $AB$ |
| ∥ | parallel | | | 2° 3′ 4″ a. T. (alte Teilung) | 2 Grad 3 Minuten 4 Sekunden (in der 360°-Teilung) |
| ⋕ | gleich und parallel | + | plus, und | | |
| ⊥ | rechtwinklig zu | — | minus, weniger | | |
| ∢ | Winkel (z. B. ∢ α) | 1. | erstens | 2° 3′ 4″ n. T. (neue Teilung) | 2 Grad 3 Minuten 4 Sekunden (in der 400°-Teilung). |
| √ | Wurzelzeichen | / | für ein ... z. B. t/m = Tonnen für ein m | | |
| Δ | endliche Zunahme | | | | |

### Formelzeichen für Mechanik und Statik

| | |
|---|---|
| $g$ | Fallbeschleunigung |
| $m$ | Masse $\left(m = \frac{G}{g}\right)$ |
| $F$ | Querschnitt ohne Nietabzug |
| $F_n$ | „ mit Nietabzug (nutzbarer Querschnitt) |
| $F_s$ | reduzierte Scherfläche } bei Nietberechnungen |
| $F_l$ | reduzierte Leibungsfläche } bei Nietberechnungen |
| $J$ | Trägheitsmoment ohne Nietabzug |
| $J_n$ | „ mit „ |
| $W$ | Widerstandsmoment ohne Nietabzug |
| $W_n$ | „ mit „ |
| $J_p$ | polares Trägheitsmoment ($J_p = J_x + J_y$) |
| $J_{xy}$ | Zentrifugalmoment in bezug auf die Achsen $x$ u. $y$ |
| $\mathfrak{S}$ | Statisches Moment einer Fläche |
| $S_g$ | Stabkraft aus der ständigen Last |
| $S_p$ | „ „ „ als ruhend angenommenen Verkehrslast |
| $S_f$ | Stabkraft aus Fliehkraft |
| $S_t$ | „ „ Wärmewirkung |
| $S_b$ | „ „ Bremskraft |
| $S_a$ | „ „ Anfahrwiderstand |
| $S_s$ | „ „ Seitenstößen |
| $S_r$ | „ „ Reibungskräften |
| $S_w$ | „ „ Winddruck |
| ${}_{\max}S$ | größte Zugstabkraft |
| ${}_{\min}S$ | „ Druckstabkraft |
| $S_1, S_2 \ldots$ | Stabkraft im Stabe mit der Stabziffer 1, 2 ..... |
| $S_{p_1}$ | Stabkraft im Stab 1 infolge der Verkehrslast |
| $O$ | Stabkraft im Obergurtstab |
| $U$ | „ „ Untergurtstab |
| $D$ | „ in einer Strebe |
| $V$ | „ in einem Pfosten |
| $M_g$ | Biegungsmoment aus d. ständigen Last |
| $M_p$ | Biegungsmoment aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast usw. wie bei $S$ |
| ${}_{\max}M$ | größtes positives Biegungsmoment (im Uhrzeigersinn) |
| ${}_{\min}M$ | größtes negatives Biegungsmoment (entgegen dem Uhrzeigersinn) |
| $M_x$ | Biegungsmoment an der Stelle $X$ |
| $M_{p_x}$ | Biegungsmoment an der Stelle $X$ herrührend von der Verkehrslast |
| $M_1, M_2 \ldots$ | Biegungsmoment im Knotenpunkt 1, 2... |
| $M_{p_1}$ | Biegungsmoment im Knotenpunkt 1, herrührend von der Verkehrslast |
| $Q_g, Q_p \ldots, {}_{\max}Q, {}_{\min}Q$ | sinngemäß wie bei $S$ |
| $A$ | positiv: lotrechte von unten nach oben gerichtete Auflagerkraft; negativ: lotrechte von oben nach unten gerichtete Auflagerkraft |
| $A, B$ | lotrechte Auflagerkräfte für Endstützen |
| $C_1, C_2 \ldots$ | lotrechte Auflagerkräfte für Mittelstützen |
| $A_g, A_p \ldots, {}_{\max}A, {}_{\min}A$ | sinngemäß wie bei $S$ |
| $H$ | wagerechte Auflagerkraft (Horizontalschub) |
| $R$ | Mittelkraft einer Kraftgruppe |
| $K$ | Knickkraft |
| $H_f$ | Fliehkraft |
| $H_s$ | horizontaler Seitenstoß |
| $H_b$ | Bremskraft |
| $H_a$ | Anfahrwiderstand |
| $G$ | ständige Einzellast |
| $g$ | gleichmäßig verteilte ständige Last für die Längeneinheit |
| $P$ | Verkehrseinzellast |
| $p$ | gleichmäßig verteilte Verkehrslast für die Längeneinheit |
| $q$ | $q = g + p$ |
| $W$ | Windeinzelkraft |
| $w$ | gleichmäßig verteilter Winddruck für die Längeneinheit |
| $\varphi$ | Stoßzahl |
| $\omega$ | Knickzahl[1]). |

[1]) Siehe S. 28 und S. 33 der Vorschriften für Eisenbauwerke, Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1922.

Einspruchsfrist 1. August 1923.
(Einsprüche in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten).

## Formelzeichen für Abmessungen und Gewichte eiserner Überbauten

| | |
|---|---|
| $l$ | Stützweite |
| $w$ | Lichtweite |
| $b$ | Breite, z. B. Mittenabstand zweier Hauptträger |
| $h$ | geometrische Trägerhöhe |
| | bei Fachwerkträgern: Abstand der Schwerlinien der beiden Gurtungen |
| | „ Blechträgern: Stegblechhöhe |
| | „ Walzträgern: Höhe der Träger |
| $h_l$ | lichte Höhe, Durchfahrthöhe |
| $h_b$ | Bauhöhe: Höhenunterschied zwischen Schienen- (Straßenfahrbahn-) Oberkante und Unterkante des Bauwerks |
| $f$ | Pfeilhöhe (Durchbiegung) |

| | |
|---|---|
| $ü$ | Überhöhung |
| $a$ | Fachweite |
| $o$ | Länge eines Obergurtstabes |
| $u$ | „ eines Untergurtstabes |
| $d$ | „ einer Strebe |
| $v$ | „ eines Pfostens |
| $G_F$ | Gewicht der Fahrbahn |
| $G_G$ | „ „ Gehwege |
| $G_B$ | „ „ Besichtigungsvorrichtungen |
| $G_H$ | „ „ Hauptträger |
| $G_Q$ | „ „ Quer- und Windverbände |
| $G_L$ | „ „ Lager. |

## Bezeichnungen für Form- und Stabeisen

| | |
|---|---|
| ∟ 80 · 80 · 10 | gleichschenkliges Winkeleisen von 80 mm Schenkellänge und 10 mm Dicke |
| ∟ 80 · 120 · 12 | ungleichschenkliges Winkeleisen von 80 mm und 120 mm Schenkellänge und 12 mm Dicke |
| ⌐ 100 · 12 | Quadranteisen von 100 mm Halbmesser u. 12 mm Dicke der Rundung |
| ⊥ 10 · 5 | ⊥-Normalprofil mit 10 cm Fußbreite und 5 cm Höhe |
| I 40 | I-Normalprofil von 40 cm Höhe |
| I D 40 | Differdinger Breitflanschträger von 40 cm Höhe |
| I Dd 40 | dünnstegige Differdinger Breitflanschträger von 40 cm Höhe |
| I P 40 | Peiner Breitflanschträger von 40 cm Höhe |
| [ 20 | [-Normalprofil von 20 cm Höhe |
| [ W 30 | [-Wagenprofil von 30 cm Höhe |
| ⅂∟ 12 | ⅂∟-Normalprofil von 12 cm Höhe |
| ⌒ 9 | ⌒-Normalprofil v. 9 cm Höhe |
| ⊔ $\frac{46 \cdot 14}{7}$ | Hespeneisen m. Abmessungen in mm |

| | |
|---|---|
| I $\frac{381 \cdot 11{,}4}{146 \cdot 19}$ | unnormales I-Eisen mit Abmessungen in mm |
| [ $\frac{381 \cdot 10}{86{,}4 \cdot 16{,}5}$ | unnormales [-Eisen mit Abmessungen in mm |
| ⊥ $\frac{74 \cdot 45}{5}$ | unnormales ⊥-Eisen mit Abmessungen in mm |
| ⊥ 80 $\frac{55}{150}$ | Kranschiene von 80 mm Höhe, 55 mm Kopf- u. 150 mm Fußbreite |
| ⊄ 80 · 10 | Flacheisen von 80 mm Breite und 10 mm Dicke |
| 2 ⊄ 80 · 10 | 2 Flacheisen |
| $d$ | Durchmesser des Nietloches oder des geschlagenen Nietes (Durchmesser eines Schraubenloches) |
| ∅ 10 | Rundeisen von 10 mm Durchmesser |
| $e$ | Nietteilung |
| $t$ | Dicke eines Bleches |
| $Bl$ 8 | Blech 8 mm dick, in Zweifelsfällen $Bl\,t = 8$ |
| $R\,Bl$ 8 | Riffelblech von 8 mm Kerndicke |
| Nr | Stücknummer, Listennummer. Z. B. Nr. 37 $Bl$ 8 = Stücknummer 37 eines 8 mm dicken Bleches. |

In Druckschriften sind Größen, z. B. $P$ (Belastung), in kursiven lateinischen, in griechischen oder deutschen (Fraktur-) Buchstaben, die Einheiten, z. B. m (Meter), in geraden lateinischen Buchstaben (Antiqua) zu setzen.

bauwerken vorkommen und die im „Bauingenieur" 1923 S. 23/25 veröffentlicht worden sind. Dabei wurden soweit wie möglich die inzwischen eingegangenen Anregungen berücksichtigt.

Alle die Stellen, die sich schon früher zu den Zeichen geäußert haben, werden im Interesse der Sache gebeten, möglichst nur noch neue Gesichtspunkte vorzubringen und sich so weit wie angängig mit der Vorstandsvorlage dann abzufinden, wenn nach ihrer Meinung ebensogut die vorgeschlagenen Bezeichnungen, wie die von ihnen bevorzugten Zeichen gewählt werden können. Damit nicht dieselben Bedenken von anderer Seite wieder auftauchen, erscheint es notwendig, auf einzelne der früher aufgetretenen Wünsche näher einzugehen:

1. Bei der Winkelbezeichnung ist bei der 360°-Teilung a. T. = alte Teilung, bei der 400°-Teilung n. T. = neue Teilung zugefügt.

2. Die Zeichen $S'_p$, $M'_p$ für Stabkraft und Moment, herrührend von der Verkehrslast im entgegengesetzten Sinn von $S_g$ und $M_g$, sind als nicht erforderlich fortgelassen.

3. Für die Berechnung der Wechselstäbe genügt max $S$ = größte Zugstabkraft, min $S$ = größte Druckstabkraft. Andere Bezeichnungen für die Kleinstwerte, wie sie in dem Aufsatz im „Bauingenieur" 1923 S. 149/150 vorgeschlagen wurden, sind nicht erforderlich. Max und min sollten vor die Größen $S$ gesetzt werden, um für den Ort rechts unten noch einen Zeiger anbringen zu können.

4. Die Zeiger, die an den Größen auf ruhende und Verkehrslast hinweisen, sind den Beschlüssen im Reichsverkehrsministerium am 16. Dez. 1922 entsprechend rechts unten gesetzt, z. B. $M$ = Moment infolge der Verkehrslast. Gewiß hat der Vorschlag, die Ursache $(p)$ links oben zu setzen, viel für sich, damit nämlich der Platz unten rechts ausschließlich für den Ort der statischen Wirkung frei bleibt. Der Ort kann aber auch als Zeiger von $p$ angegeben werden. Z. B. $M_{p_x}$. Im übrigen spielt diese Bezeichnungsweise keine sehr große Rolle, da die Momente an einzelnen Stellen $x$ häufig in Tabellenform angegeben werden können oder der Sinn aus dem begleitenden Text hervorgeht. Jedenfalls sind Bezeichnungen wie $'M$ nicht einwandfrei, da nicht immer zu erkennen ist, ob der $'$ links oben zu $M$ oder etwa zu einem vorausgehenden Beiwert gehört.

5. Ein Zeichen für „Blechdicke" kann nicht entbehrt werden. $s$ eignet sich nicht, weil es an „Stärke" erinnert und das Wort „Stärke" hier sprachlich falsch wäre. $d$ ist der Nietdurchmesser, ein griechischer Buchstabe sollte vermieden werden, es wurde daher $t$ für die Blechdicke und $e$ für Nietteilung verwendet. Dagegen ist ein besonderes Zeichen hinter $Bl$ 8 entbehrlich. Wo Zweifel entstehen, könnte auch $Bl\ t = 8$ geschrieben werden.

6. Vielfachem Gebrauch entsprechend sollen bei gleichschenkligen Winkeleisen die Längen beider Schenkel angegeben werden. Die Bezeichnungen für Winkeleisen heben sich dabei schärfer von denjenigen für Flacheisen ab.

Soweit zu übersehen ist, sind schwerwiegende Bedenken nicht mehr zu erwarten, und es ist erfreulich, daß auch aus der Schweiz, Österreich und Ungarn zustimmende Erklärungen zu dem übersandten Entwurf 1 vorliegen. Es steht zu hoffen, daß bald das erstrebenswerte Ziel erreicht werde, daß auf dem Gebiet der Festigkeitsberechnungen von Eisenbauwerken und der Werkstoffprüfung im ganzen Deutschen Reich einheitliche Bezeichnungen angewendet würden, die auch in der Zukunft in die Literatur, insbesondere in die technischen Zeitschriften und in die technischen Taschenbücher usw. übergehen werden. Der Wert einer solchen Vereinheitlichung und die Erleichterung und Zeitersparnis, die sich hierbei ergeben, können nicht hoch genug bewertet werden.

Kommerell.

# Auslandsnormen.

### Japan.

### Gründung eines japanischen Normenausschusses.

Die Organisation ist ähnlich wie in Frankreich lt. Dekret vom 25. April 1921 als Teil des Ministeriums für Ackerbau und Handel durchgeführt mit dem Minister als 1. Vorsitzenden. Bereits vor der Gründung waren von seiten der Regierung verschiedene Normen für Werkstoffe, gußeiserne Röhren und Teile aus der Elektrotechnik herausgegeben worden; 1918 wurden mit Vertretern von 13 verschiedenen technischen Firmen und Vereinen die Vorarbeiten zur Gründung eines nationalen Normenausschusses begonnen.

Vorläufig sind 4 Ausschüsse

| | |
|---|---|
| Eisen und Stahl | Nichteisenmetalle |
| Elektrotechnik | Maschinenkunde |

mit insgesamt 51 Unterausschüssen gebildet. — Der Arbeitsvorgang ist ähnlich wie in Deutschland. Von einer verbindlichen Einführung der Normen innerhalb der Regierungsarbeiten wie in Frankreich verlautet nichts.

NDI.

# DIE BAUNORMUNG

## Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

**2. Jahrgang** — **15. Juni 1923** — **Nr. 6**

INHALT:



Noch nicht endgültig

DIN ENTWURF 1 E 1072

## Strassenbrücken

Belastungsannahmen

Bauwesen

**Hauptkräfte** sind die durch die ständige Last, die Verkehrslast und die Wärmeschwankungen erzeugten Kräfte.

**Nebenkräfte** sind alle übrigen Kräfte, insbesondere Winddruck, Brems- und Anfahrkräfte, Geländerdruck, Reibung an beweglichen Lagern, Schneelast, Ausweichen der Widerlager und Setzen der Pfeiler.

### 1. Hauptkräfte

**a) Ständige Last.** Die ständige Last, die meist als gleichmäßig verteilt angenommen werden kann, besteht aus:

1. Gewicht der Brückenbahn, der Brückentafel, des Tragrostes, der Geländer und Leitungen.

2. Gewicht der Hauptträger, der Quer- und Windverbände.

Das Gewicht der Fahrbahn und der Fußwege (der Brückenbahn, der Brückentafel, des Tragrostes, der Geländer und Leitungen) ist von vornherein genau zu bestimmen. Das Hauptträgergewicht ist durch Formeln, Gewichtskurven oder durch Vergleich mit ausgeführten Brücken ähnlicher Abmessungen zunächst annähernd zu ermitteln. Diese Werte sind der ersten Festigkeitsberechnung zugrunde zu legen.

Falls nicht feststeht, daß die dieser ersten Berechnung zugrunde gelegte ständige Last richtig ist, so ist sie durch eine überschlägliche Gewichtsermittelung der Hauptträger auf Grund der ersten Festigkeitsberechnung zu berichtigen.

Wenn die für diese neu errechnete ständige Last erhaltenen Gesamtspannungen die zulässigen Spannungen in den gefährdetsten Teilen um 3 vH oder mehr überschreiten, ist die Festigkeitsberechnung abzuändern. Auf jeden Fall ist im Entwurf die auf Grund der genauen Gewichtsberechnung bestimmte wirkliche ständige Last anzugeben und der angenommenen gegenüberzustellen.

**b) Verkehrslast**

1. Brückenklassen

Die Straßenbrücken werden nach ihrer Tragfähigkeit in 4 Klassen eingeteilt; maßgebend für die Tragfähigkeit ist die der Festigkeitsberechnung zugrunde gelegte Verkehrslast. Für die Klassen I—III werden im folgenden Regellasten angegeben, die an Stelle der wirklichen Lasten treten; die Klasse IV umfaßt alle nicht für die Regellasten der Klassen I—III berechneten Straßenbrücken. Die Brücken der Klasse I sind im allgemeinen für Straßenbahnen ausreichend.

2. Regellasten

Als Regellasten gelten die in Bild 1 dargestellten Fahrzeuge (Einzellasten) und Menschengedränge verschiedener Dichte, das auch an die Stelle aller übrigen Belastung, wie Viehherden, lasttragende Personen und kleinere Fuhrwerke, tritt. Die Tafel gibt die Regellasten für die einzelnen Brückenklassen an.

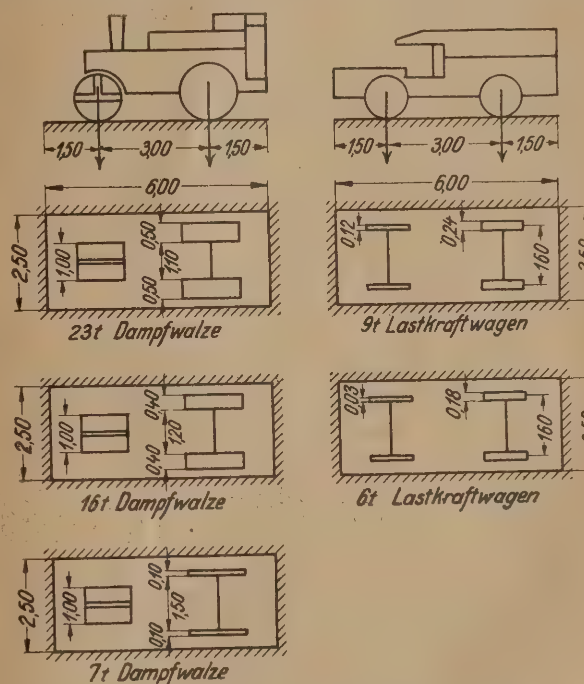



Abb. 1. Abmessung und Gewicht der Regellasten.

Regellastenverteilung

| Brückenklassen | | | I | II | III | IV |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Dampfwalze in t | Gesamtgewicht | | 23 | 16 | 7 | ohne Regellasten |
| | Vorderrad | | 10 | 7 | 5 | |
| | Hinterrad | | 6,5 | 4,5 | 1 | |
| Lastkraftwagen in t | Gesamtgewicht | | 9 | 6 | 6 | |
| | Vorderrad | | 1,5 | 0,75 | 0,75 | |
| | Hinterrad | | 3 | 2,25 | 2,25 | |
| Menschengedränge in t/m² | Berechnung der Hauptträger bis zu einer Spannweite von | 50 m | 0,5 | 0,45 | 0,4 | |
| | | 100 m | 0,45 | 0,4 | 0,35 | |
| | | 200 m | 0,4 | 0,35 | 0,3 | |
| | Berechnung der aller übrigen Teile | | 0,5 | 0,45 | 0,4 | |
| Ersatzauflast für die Berechnung des Erddruckes auf die Widerlager in t/m² | | | 1,6 | 1,1 | 0,5 | |

3. Stellung der Regellasten

Der der Rechnung zugrunde zu legende Lastenzug besteht aus nebeneinanderstehenden Einzellasten umgeben von Menschengedränge (Abb. 2). Gemäß Abb. 1 ist das von den Fahrzeugen beanspruchte Feld von 6,0 × 2,5 m von Menschengedränge freizulassen.

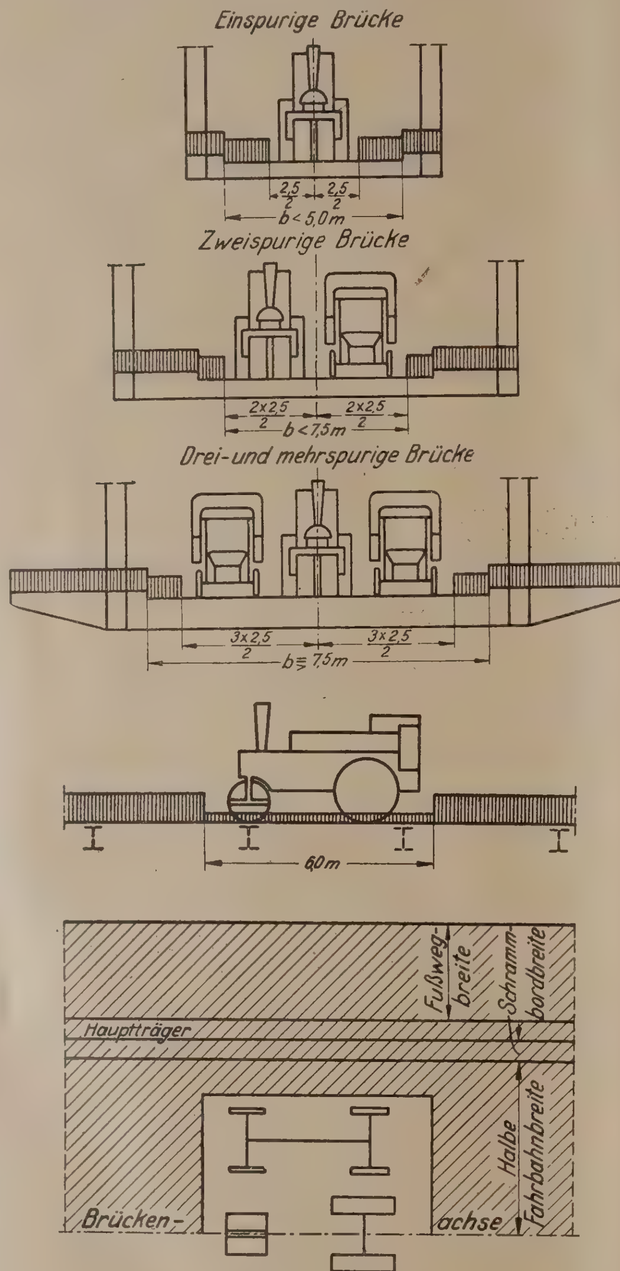



Abb. 2. Stellung der Regellasten.

Je nach der Spurenzahl der Brücken (s. DIN 1071) sind zu Seiten der Dampfwalze ein oder zwei Lastkraftwagen aufzustellen; mehr als drei Fahrzeuge brauchen nicht berücksichtigt zu werden. Die Längsachse der Fahrbahn ist stets die Mittellinie der Fahrzeuggruppe. Die Fahrzeuge sind vorwärts- oder rückwärtsfahrend in ungünstigster Stellung anzunehmen. Bei der Berechnung der Längsträger und der Zwischenquerträger genügt die Annahme der größten Einzellasten in ungünstigster Stellung (ohne Menschengedränge); Quer- und Schräglagen gelten als ausgeschlossen.

4. Ersatzlasten

Als Ersatzlast gilt der Anteil einer Einzellast, der bei gleichmäßiger Verteilung des Gesamtgewichtes derselben über die von ihr beanspruchte Fläche auf die Flächeneinheit entfällt. Bei Brücken von mehr als 30 m Spannweite kann im allgemeinen für die Berechnung der Hauptträger an Stelle der Fahrzeuggruppe deren Ersatzlast angenommen werden, jedoch ist dann bei Brücken von weniger als 50 m Spannweite regelmäßig für die gefährdetsten Teile der Nachweis zu führen, daß die zulässigen Spannungen auch bei Annahme der Fahrzeuggruppe nicht überschritten werden. Für die Berechnung der Widerlager ist stets die Ersatzlast des schwersten Fahrzeuges anzunehmen. Die Ersatzlasten können auf volle 100 kg/m² gerundet werden.

c) Wärmeschwankungen

1. Eisenbrücken

Als Grenzen der Wärmeschwankungen sind $-25^0$ und $+45^0$ C anzunehmen. Bei einer mittleren Aufstellungswärme von $+10^0$ C beträgt daher der Wärmeunterschied $35^0$ C. Für ungleiche Erwärmung einzelner Teile kommt ein Wärmeunterschied von $15^0$ C in Betracht. Als Wärmeausdehnungszahl ist 0,000012 einzusetzen.

2. Stein-, Beton- und Eisenbetonbrücken

Der Einfluß der Wärmeschwankungen und des Schwindens ist gemäß den hierfür erlassenen behördlichen Vorschriften zu berücksichtigen.

3. Holzbrücken

Die Wärmewirkung braucht in der Regel in der statischen Berechnung nicht berücksichtigt zu werden, etwaigen schädlichen Einflüssen (Schwinden und Quellen) muß jedoch durch besondere Behandlung des Holzes, durch geeignete bauliche Ausbildung und durch sorgfältige Beobachtung nach Möglichkeit vorgebeugt werden.

**II. Nebenkräfte**

**a) Winddruck**

Der Winddruck ist wagerecht anzunehmen. Bei belasteter Brücke ist er mit 150 kg/m² und bei unbelasteter Brücke mit 250 kg/m² in Rechnung zu stellen.

Die vom Wind getroffenen Flächen der Brücken sind nach den wirklichen Abmessungen der Teile schätzungsweise zu bestimmen. Als vom Wind voll getroffene Flächen sind anzunehmen:

1. Unbelastete Brücke

α) Bei Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern der vordere Hauptträger und das etwa darüber hinausragende Fahrbahnband.

β) Bei Überbauten mit gegliederten Hauptträgern die Flächen der vorderen und des dahinter liegenden Hauptträgers und das Fahrbahnband.

2. Belastete Brücke

α) Bei Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern der vordere Hauptträger und das etwa darüber hinausragende Fahrbahn- und Verkehrsband.

β) Bei Deckbrücken mit gegliederten Hauptträgern die Flächen des vorderen und des dahinter liegenden Hauptträgers und das Fahrbahn- und Verkehrsband.

γ) Bei Trogbrücken mit gegliederten Hauptträgern $^3/_4$ der unter 1 genannten Flächen und das Verkehrsband.

Vollwandige, über der Fahrbahn liegende Bogenträger sind wie Fachwerkträger zu behandeln.

Das Verkehrsband ist zusammenhängend bei Straßenbrücken 2,5 m und bei Fußgängerbrücken 1,8 m hoch über dem Scheitel der Fahr- bzw. Gehbahn anzunehmen.

Die senkrechte Zusatzbelastung der Hauptträger durch den Winddruck braucht in der Regel nicht berücksichtigt zu werden.

Die Standsicherheit der Brücke gegen Umkippen durch Wind ist sowohl für den unbelasteten Zustand als auch unter Berücksichtigung einer möglichst ungünstigen Verteilung der Verkehrslasten nachzuweisen.

Falls die Standsicherheit kleiner als 1,5 ist, muß die Brücke verankert werden.

**b) Brems- und Anfahrkräfte von Straßenbahnen.**

Die in der Fahrrichtung in Höhe der Schienenoberkante wirkende Bremskraft ist zu $^1/_7$ des Gewichtes der den Überbau belastenden Triebachsen und der Hälfte aller Wagenachsen anzunehmen.

Der entgegengesetzt der Fahrrichtung in Höhe der Schienenoberkante wirkende Anfahrwiderstand ist mit $^1/_7$ des Gewichtes aller Triebachsen anzusetzen.

**c) Geländerdruck**

Der Geländerdruck ist wagerecht in Holmhöhe mit 80 kg/m in Rechnung zu stellen.

**d) Reibungswiderstände beweglicher Lager**

Die gleitende Reibung ist zu 0,2, die rollende Reibung zu 0,03 vom Auflagerdruck anzunehmen.

**e) Schneelast**

Die Belastung durch Schnee braucht in der Regel nicht berücksichtigt zu werden.

**f) Ausweichen der Widerlager und Setzen der Pfeiler**

Ist ein Ausweichen der Widerlager und ein Setzen der Pfeiler von Einfluß auf den Spannungszustand der Überbauten, so sind diese Einflüsse bei neuen Brücken nach den möglichen, bei bestehenden Brücken nach den tatsächlichen Massen zu berechnen und wie Zusatzkräfte zu behandeln.

Juni 1923.

# Erläuterungsbericht

**zum Normblattentwurf E 1072 Straßenbrücken Belastungsannahmen**

Die Bearbeitung des Normblattes erfolgte in Anlehnung an die inzwischen erschienenen Vorschriften für die Berechnung eiserner Eisenbahnbrücken. Zu der Bearbeitung wird folgendes bemerkt:

Zu I a. Von der Angabe von Gewichten für Fahrbahn und Bürgersteige wurde abgesehen, da sie auf Grund der Einheitsgewichte, den gewählten Abmessungen entsprechend, ohne weiteres ermittelt werden können und es vermieden werden sollte, etwa angeführten Ausbildungen einen vorschriftähnlichen Charakter zu geben. Dem Verlauf der statischen Berechnung entsprechend, sind diese Teile in I a 1 vorangestellt. Auch für die unter I a 2 angeführten Hauptträger nebst Zubehör sind besondere Gewichtsangaben nicht gemacht worden, weil es hierfür an einwandfreien Unterlagen fehlt. Die meisten Formeln geben das Gewicht des gesamten Tragwerkes an, nicht das der Hauptträger allein. Andere vermeiden diesen Nachteil, bleiben aber auf Balkenfachwerke beschränkt oder berücksichtigen Verschiedenheiten der Fahrbahnausbildung nicht. Es wird daher auf die Ungenauigkeit aller dieser Formeln hingewiesen und der Ausweg gewählt, die gemachten Annahmen durch einen Gewichtsüberschlag zu kontrollieren. Der Zukunft wird es überlassen bleiben, die neuen Brückenentwürfe systematisch zu sammeln, um zu zutreffenden Formeln und Kurventafeln für die Hauptträgergewichte zu gelangen.

Zu I b. Im Gegensatz zu den Eisenbahnbrücken, die von den Zügen in ganzer Länge besetzt werden, ist die Vollbelastung einer Straßenbrücke eine Seltenheit. Menschengedränge tritt nur an einzelnen Stellen auf. Es entspricht daher der Wirklichkeit, dieses mit der Länge des Bauwerkes abnehmen zu lassen.

Zu I c 2. Dem Beschluß der gemeinsamen Sitzung des Unterausschusses für Stein-, Beton- und Eisenbetonbrücken und des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton am 8. 12. 1922 entsprechend, wird an dieser Stelle lediglich auf die behördlichen Vorschriften verwiesen.

Zu II. Bei den Nebenspannungen konnte dem Vorgange bei den Eisenbahnbrücken noch unmittelbarer gefolgt werden, so daß sich weitere Bemerkungen erübrigen. Hedde.

# Sitzungsbericht

## UNTERAUSSCHUSS FÜR KULTURTECHNISCHE BODENUNTERSUCHUNG (UKBo).

An der am 23. und 24. Februar d. J. in Berlin stattgehabten 1. Sitzung des UKBo haben außer der Mehrzahl der Ausschußmitglieder 4 Vertreter der preußischen Landeskulturbauverwaltung und je 1 Vertreter der Landeskulturbauverwaltungen von Baden, Hessen, Mecklenburg-Schwerin und der Schweiz teilgenommen. Nach dem Bericht des Obmanns über seine seitherige Tätigkeit wurden folgende 4 Referate erstattet:

1. Das württembergische Verfahren der mechanischen Bodenuntersuchung nach Kopecky und seine Anwendung in der kulturtechnischen Praxis.
   Berichterstatter: Oberbaurat Fauser, Ellwangen.
2. Die Verwendung der Hygroskopizitätsbestimmung als Maßstab für die Strangentfernung bei der Dränung.
   Berichterstatter: Universitätsprofessor Dr. Mitscherlich, Königsberg.
3. Die spezifische Oberfläche des Bodens als Grundlage für die Normung der Dränentfernung.
   Berichterstatter: Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Zunker, Breslau.
4. Die dem Prager Bodenkundlichen Kongreß vorgetragene neue Methode zur Korngrößenbestimmung von Mineralböden, sowie Vorweisung einfachen Geräts zur Probeentnahme zwecks Ermittlung der Lagerungsweise.
   Berichterstatter: Forstamtmann Krauß, Assistent von Prof. Dr. Ramann, München.

In der anschließenden Erörterung sind nach langer und eingehender Aussprache folgende Beschlüsse einstimmig gefaßt worden:

a) Die Versammlung ist einstimmig der Meinung, daß die bloße gefühlsmäßige Einschätzung der mineralischen Bodenarten zur Bewertung der zweckmäßigsten Meliorationsmaßnahmen nicht immer ausreicht, und hält es daher für notwendig, daß ein genaues, zu zahlenmäßigen einheitlichen Ergebnissen führendes Untersuchungsverfahren eingeführt wird.

b) Die Versammlung hält die Zusammenfassung des Untersuchungswesens der Mineralböden in besonderen Zentralstellen der Länder für die zweckmäßigste Organisation. Mit Rücksicht auf die finanzielle Lage der Staaten wird empfohlen, diese Zentralstellen bestehenden Instituten anzugliedern.

Für einen später wohl überall notwendig werdenden Massenbetrieb und nach Sammlung genügender Erfahrungen in der Durchführung von Bodenanalysen durch die Zentralstellen wird es angezeigt sein, einzelne geeignete Meliorationsbauämter mit den erforderlichen Einrichtungen auszurüsten.

c) Die Versammlung hält die weitere Teilnahme der Vertreter der Kulturbauverwaltungen der Länder an den Normungsarbeiten des Arbeitsausschusses für Kulturbauwesen für unentbehrlich.

d) Hinsichtlich der Schlämmverfahren[1]) haben wir fest-

---

[1]) Eine Erörterung des vom Obmann verlesenen Referats Mitscherlich hat mit Rücksicht auf die Abwesenheit des Herrn Berichterstatters nicht stattgefunden.

gestellt, daß wir in diesen drei praktisch brauchbare Verfahren besitzen. Um nun ein ganz unparteiisches und sicheres Urteil über die Brauchbarkeit der Apparate zu gewinnen, sind wir zu der Überzeugung gekommen, daß die verschiedenen Verfahren und Apparate zur kulturtechnischen Bodenuntersuchung, über welche referiert worden ist, der Prüfung durch eine unparteiische mit der Sache bis jetzt in keiner Weise befaßt gewesene sachverständige Stelle zu unterbreiten seien. Als diese Stelle ist die landwirtschaftliche Versuchsanstalt in Landsberg a. W. in Aussicht genommen. Soweit Landsberg noch nicht mit den zu vergleichenden Apparaten ausgestattet ist, sollen ihm diese zur Verfügung gestellt werden. Die vergleichenden Untersuchungen der Verfahren bzw. Apparate sollen sich auf deren Eignung zur Durchführung insbesondere von Massenanalysen, auf den für die Durchführung der Untersuchungen nötigen Zeitaufwand, die Einrichtungs- und Betriebskosten und auf die für den praktischen Kulturtechniker wesentlichen Vor- und Nachteile der Verfahren bzw. Apparate erstrecken. Dabei erscheint es erwünscht, die vergleichenden Versuche sowohl mit Quarzsuspensionen als mit Boden durchzuführen. Auf alle Fälle aber müssen die dem Vergleich der Schlämmethoden dienenden Bodenproben alle vollständig gleich vorbehandelt werden. Die Aufstellung der näheren Versuchsbedingungen soll im einzelnen Herrn Freckmann-Landsberg a. W. in Zusammenarbeit mit Herrn Geheimrat Krüger-Berlin, Herrn Prof. Ehrenberg-Breslau und Herrn Baurat Mierau-Halle a. S. überlassen werden. Die Untersuchung soll tunlichst bis Ende Januar 1924 durchgeführt werden.

c) Arbeitsplan des UKBo

1. Art der Probeentnahme
2. Werkzeuge dazu
3. Vorbehandlung der Bodenproben
4. Apparatur für die kulturtechnische Bodenuntersuchung
5. Ausführung der kulturtechnischen Bodenuntersuchung
6. Benennung des Bodens nach dem Ergebnis der kulturtechnischen Bodenuntersuchung
7. Beziehungen zwischen dem Ergebnis der kulturtechnischen Bodenuntersuchung, der Tiefe und der Entfernung der Dränstränge, wobei auch gleichzeitig festzulegen sein wird, ob unter Dräntiefe, wie in Württemberg, die Tiefe der Dränrohrsohle oder, wie dies in Norddeutschland der Fall zu sein scheint, die Tiefe des Dränrohrscheitels unter Geländeoberfläche zu verstehen ist
8. Darlegung des Bedürfnisses nach Errichtung von kulturtechnischen Bodenuntersuchungsanstalten in allen Ländern und gegebenenfalls Vorschläge über die zweckmäßigste Organisation des pedologisch-kulturtechnischen Dienstes
9. Anleitung zur Einrichtung von kulturtechnischen Bodenuntersuchungsanstalten
10. Anleitung zur Errichtung von kulturtechnisch-pedologischen Versuchsfeldern
11. Anleitung zur Einrichtung von Beobachtungsfeldern in ausgeführten Dränungen
12. Einfluß des Kalk-, Eisen- und Humusgehalts und des Geländegefälles auf die Dränentfernungen
13. Einfluß von Klima, Kulturart und Wirtschaftsintensität auf die Tiefe und Entfernung der Dränstränge
14. Einfluß von Bodenschichten verschiedener Zusammensetzung auf die Dränentfernung
15. Beziehung zwischen dem Ergebnis der kulturtechnischen Bodenuntersuchung und der Bewässerungsbedürftigkeit
16. Beziehung zwischen Bodenbeschaffenheit und kapillarer Steighöhe
17. Beziehung zwischen Bodenbeschaffenheit und günstigstem Grundwasserstand
18. Beziehung zwischen Bodenbeschaffenheit und wasserhaltender Kraft
19. Maßnahmen zur Herbeiführung der Krümelbildung im Untergrund
20. Maßnahmen zur Entsäuerung des Bodens

f) Der Arbeitsplan soll in Form eines Fragebogens an die Mitglieder des Ausschusses und an die zuständigen Stellen der Regierungen der deutschen Länder hinausgegeben werden um zur Mitarbeit anzuregen und Material zu sammeln.

g) Als maßgebend für die Dräntiefe ist die innere Dränrohrsohle anzusehen.

h) Als Vertreter des UKBo wie auch des ganzen Arbeitsausschusses für Kulturbauwesen dem schweizerischen Normenausschuß gegenüber wird bis auf weiteres Oberbaurat Fauser gewählt.

Ein ausführlicher Bericht über die Sitzung soll im „Kulturtechniker" erscheinen. Fauser

# Dinformate in der Praxis

## Reichsverkehrsministerium

Im Bereich des Reichsverkehrsministeriums ist am 3. 4. 23 eine Verfügung über einheitliche Papiergrößen (veröffentlicht im Reichsverkehrsblatt Nr. 24 vom 12. 4. 23) erlassen worden. Der Verfügung seien folgende Angaben entnommen:

. . . Bei der großen wirtschaftlichen Bedeutung der Verwendung einheitlicher Papiergrößen wird auch die Deutsche Reichsbahnverwaltung ihre baldige Einführung nach Möglichkeit fördern. Künftig sollen verwendet werden als Ersatz

| | | | |
|---|---|---|---|
| a) | für den Foliobogen | 330 × 420 mm: | A 3 (297 × 420 mm) |
| | für das Folioblatt | 330 × 210 mm: | A 4 (297 × 210 mm) |
| | und den bisherigen Briefbogen | 265 × 210 mm: | A 4 (297 × 210 mm) |
| | für den bisherigen Viertelbogen — und a) geringste Größe für Berichte an die Zentralstelle | 165 × 210 mm: | A 5 (148 × 210 mm) |
| | für das Oktavformat | 165 × 115 mm: | A 6 (148 × 105 mm) |
| b) | für die bisherigen Briefumschläge | | C 6 (114 × 162 mm)<br>C 5 (162 × 229 mm)<br>C 4 (229 × 324 mm)<br>C 4/2 (114 × 324 mm) |
| c) | für die bisherigen Aktendeckel | | C 4 (229 × 324 mm) |
| d) | für die bisherigen Zeichenblattgrößen | | Reihe A DIN 476 |

Da weite Kreise die neuen Größen bald allgemein einführen werden, sind die alten Bestände, namentlich die in ihrer Höhe von den neuen Papiergrößen wesentlich abweichenden Foliobogen, nach Möglichkeit im inneren Dienst aufzubrauchen.

Der Reichsverkehrsminister.

# Mitteilungen der Geschäftsstelle

## Druckfehlerberichtigung:

Im Normblatt DIN 1350 (Nr. 5 der Baunormung vom 15. 5. 23) muß:

1. das Formelzeichen für Trägheitsmoment mit dem des Trägheitshalbmessers vertauscht werden.

2. Die für $\varepsilon_q$ = Querkürzung angegebene Formel muß lauten:

$$\varepsilon_q = \frac{d_e - d}{d} = \frac{\Delta d}{d}$$

## Normblätter.

Die Dinormblätter erscheinen nur auf weißem Papier.

Stückpreise:

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1—5 | Blatt ders. Nummer | 1500 M | ausschließlich Versandkosten. |
| 6—10 | ,, ,, ,, | 1350 ,, | |
| 11—20 | ,, ,, ,, | 1200 ,, | |
| 21—50 | ,, ,, ,, | 1050 ,, | |
| über 50 | ,, ,, ,, | 900 ,, | |

Bei Lieferungen nach dem Ausland erfolgt die Berechnung in der jeweiligen Landeswährung nach besonderem Angebot.

# DIE BAUNORMUNG

## Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

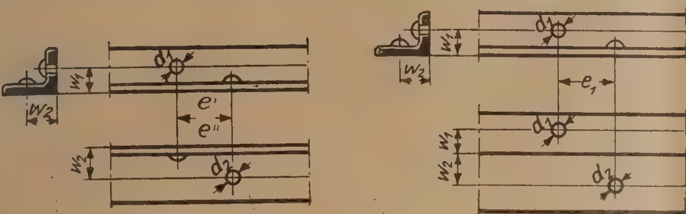
2. Jahrgang | 15. Juli 1923 | Nr. 7

INHALT:



Vorstandsvorlage | Noch nicht endgültig | DIN 1032 Bl. 1

### Nietabstände
für ungleichschenklige Winkeleisen



$\frac{e'}{e''}$ ist der kleinste Nietabstand, bei dem mit Rücksicht auf den Döpper- und Kopfdurchmesser der Niet im $\frac{\text{kleinen}}{\text{großen}}$ Schenkel sich schlagen läßt, wenn derjenige im $\frac{\text{großen}}{\text{kleinen}}$ bereits sitzt.

$e_1$ ist der kleinste Nietabstand, bei dem in Zugstäben nur ein Nietloch abzuziehen ist.

mm

| L | Durchm. des geschlagenen Nietes $d_1$ | $d_2$ | Wurzelmaße $w_1$ | $w_2$ | Nietabstände $e'$ | | | $e''$ | | | $e_1$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 30 · 45 | Schenkeldicke = | | | | 3 | 4 | 5 | 3 | 4 | 5 | 30 |
| | 8,5 | 11 | 17 | 25 | 16 | 17 | 17 | 0 | 0 | 0 | |
| | 8,5 | 8,5 | | | 14 | 15 | 16 | 0 | 0 | 0 | |
| 40 · 50 | Schenkeldicke = | | | | 3 | 4 | 5 | 3 | 4 | 5 | 36 |
| | 11 | 14 | 22 | 28 | 16 | 17 | 18 | 0 | 0 | 9 | |
| | 11 | 11 | | | 12 | 13 | 14 | 0 | 0 | 0 | |
| 40 · 60 | Schenkeldicke = | | | | 5 | 6 | 7 | 5 | 6 | 7 | 37 |
| | 11 | 17 | 22 | 32 | 21 | 22 | 23 | 0 | 0 | 11 | |
| | 11 | 14 | | | 18 | 19 | 20 | 0 | 0 | 0 | |
| | 11 | 11 | | | 14 | 16 | 17 | 0 | 0 | 0 | |
| 40 · 80 | Schenkeldicke = | | | | 4 | 6 | 8 | 4 | 6 | 8 | 40 |
| | 11 | 23 | 22 | 45 | 26 | 28 | 29 | 0 | 0 | 0 | |
| | 11 | 20 | | | 23 | 25 | 26 | 0 | 0 | 0 | |
| | 11 | 17 | | | 21 | 22 | 24 | 0 | 0 | 0 | |
| 50 · 65 | Schenkeldicke = | | | | 5 | 7 | 9 | 5 | 7 | 9 | 45 |
| | 14 | 20 | 28 | 35 | 22 | 24 | 26 | 0 | 15 | 18 | |
| | 14 | 17 | | | 19 | 21 | 23 | 0 | 0 | 14 | |
| | 14 | 14 | | | 15 | 17 | 20 | 0 | 0 | 0 | |
| 50 · 100 | Schenkeldicke = | | | | 6 | 8 | 10 | 6 | 8 | 10 | 51 |
| | 14 | 26 | 28 | 55 | 30 | 31 | 32 | 0 | 0 | 0 | |
| | 14 | 23 | | | 26 | 28 | 29 | 0 | 0 | 0 | |
| | 14 | 20 | | | 23 | 25 | 26 | 0 | 0 | 0 | |
| | 14 | 17 | | | 20 | 22 | 24 | 0 | 0 | 0 | |
| | 14 | 14 | | | 16 | 19 | 21 | 0 | 0 | 0 | |
| 55 · 75 | Schenkeldicke = | | | | 5 | 7 | 9 | 5 | 7 | 9 | 53 |
| | 17 | 23 | 30 | 42 | 27 | 29 | 30 | 0 | 0 | 16 | |
| | 17 | 20 | | | 23 | 26 | 27 | 0 | 0 | 0 | |
| | 17 | 17 | | | 20 | 23 | 25 | 0 | 0 | 0 | |

mm

| L | Durchm. des geschlagenen Nietes $d_1$ | $d_2$ | Wurzelmaße $w_1$ | $w_2$ | Nietabstände $e'$ | | | $e''$ | | | $e_1$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 60 · 90 | Schenkeldicke = | | | | 6 | 8 | 10 | 6 | 8 | 10 | 56 |
| | 17 | 26 | 32 | 50 | 30 | 31 | 33 | 0 | 0 | 0 | |
| | 17 | 23 | | | 26 | 28 | 30 | 0 | 0 | 0 | |
| | 17 | 20 | | | 22 | 25 | 26 | 0 | 0 | 0 | |
| | 17 | 17 | | | 19 | 22 | 24 | 0 | 0 | 0 | |
| 65 · 75 | Schenkeldicke = | | | | 6 | 8 | 10 | 6 | 8 | 10 | 60 |
| | 20 | 23 | 35 | 42 | 26 | 28 | 30 | 0 | 19 | 22 | |
| | 20 | 20 | | | 22 | 24 | 26 | 0 | 0 | 17 | |
| | 17 | 17 | | | 0 | 18 | 20 | 0 | 0 | 0 | |
| 65 · 80 | Schenkeldicke = | | | | 6 | 8 | 10 | 6 | 8 | 10 | 60 |
| | 20 | 23 | 35 | 45 | 26 | 28 | 30 | 0 | 0 | 17 | |
| | 20 | 20 | | | 22 | 24 | 26 | 0 | 0 | 0 | |
| | 17 | 17 | | | 0 | 18 | 20 | 0 | 0 | 0 | |
| 65 · 100 | Schenkeldicke = | | | | 7 | 9 | 11 | 7 | 9 | 11 | 65 |
| | 20 | 26 | 35 | 55 | 30 | 32 | 34 | 0 | 0 | 0 | |
| | 20 | 23 | | | 27 | 29 | 31 | 0 | 0 | 0 | |
| | 20 | 20 | | | 23 | 25 | 27 | 0 | 0 | 0 | |
| | 17 | 17 | | | 16 | 19 | 22 | 0 | 0 | 0 | |
| 75 · 90 | Schenkeldicke = | | | | 7 | 9 | 11 | 7 | 9 | 11 | 70 |
| | 23 | 26 | 42 | 50 | 26 | 29 | 31 | 0 | 0 | 20 | |
| | 23 | 23 | | | 22 | 25 | 27 | 0 | 0 | 0 | |
| | 20 | 20 | | | 0 | 0 | 19 | 0 | 0 | 0 | |
| 75 · 100 | Schenkeldicke = | | | | 7 | 9 | 11 | 7 | 9 | 11 | 70 |
| | 23 | 26 | 42 | 55 | 26 | 29 | 31 | 0 | 0 | 0 | |
| | 23 | 23 | | | 22 | 25 | 27 | 0 | 0 | 0 | |
| | 20 | 20 | | | 0 | 0 | 19 | 0 | 0 | 0 | |

Juli 1923 | Deutscher Eisenbau-Verband | Fortsetzung siehe Blatt 2

## Vorstandsvorlagen.

**DIN 1030. Streich- und Wurzelmaße für Formeisen.**
**DIN 1031. Streich- und Wurzelmaße für Stabeisen.**

Die Streich- und Wurzelmaße für [-Eisen werden aus dem Blatt DIN 1030 herausgenommen und mit DIN 1031 vereinigt, da die [-Eisen zu den Stabeisen zählen. Da im übrigen außer dem Einwand, daß die vergrößerte Zeichnung der Flansche fortbleiben könne und dem laut Beschluß des Fachnormenausschusses Rechnung getragen ist, keine Änderungswünsche geäußert wurden, werden die Blätter in der neuen Zusammenstellung dem Vorstand ohne nochmalige Veröffentlichung zur Genehmigung unterbreitet.

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig — DIN 1032 Bl. 2

# Nietabstände

## für ungleichschenklige Winkeleisen

$\frac{e'}{e''}$ ist der kleinste Nietabstand, bei dem mit Rücksicht auf den Döpper- und Kopfdurchmesser der Niet im $\frac{\text{kleinen}}{\text{großen}}$ Schenkel sich schlagen läßt, wenn derjenige im $\frac{\text{großen}}{\text{kleinen}}$ bereits sitzt.

$e_1$ ist der kleinste Nietabstand, bei dem in Zugstäben nur ein,

$e_2$ bzw. $e_3$ derjenige, bei dem zwei Nietlöcher abzuziehen sind.

$e_4$ ist der kleinste Nietabstand, bei dem der Abstand „3d" gewahrt ist.

mm

| L | Durchm. des geschlag. Nietes $d_1$ | $d_2$ | Wurzelmaße $w_1$ | $w_2$ | $w_3$ | Nietabstände e′ | | | | e″ | | | | $e_1$ | $e_2$ | $e_3$ | $e_4$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 65 · 115 | Schenkeldicke = | | | | | 6 | 8 | 10 | — | 6 | 8 | 10 | — | | | | |
| | 20 | 26 | 35 | 50 | 25 | 29 | 31 | 33 | — | 0 | 0 | 0 | — | 70 | 74 | — | 74 |
| | 20 | 23 | | | | 26 | 28 | 30 | — | 0 | 0 | 0 | — | | 65 | — | 65 |
| | 20 | 20 | | | | 22 | 24 | 26 | — | 0 | 0 | 0 | — | | 55 | — | 55 |
| 65 · 130 | Schenkeldicke = | | | | | 8 | 10 | 12 | — | 8 | 10 | 12 | — | | | | |
| | 20 | 26 | 35 | 50 | 40 | 31 | 33 | 34 | — | 0 | 0 | 0 | — | 75 | 67 | — | 67 |
| | 20 | 23 | | | | 28 | 30 | 31 | — | 0 | 0 | 0 | — | | 57 | — | 57 |
| | 20 | 20 | | | | 24 | 26 | 28 | — | 0 | 0 | 0 | — | | 45 | — | 45 |
| 75 · 130 | Schenkeldicke = | | | | | 8 | 10 | 12 | — | 8 | 10 | 12 | — | | | | |
| | 23 | 26 | 42 | 50 | 40 | 28 | 30 | 32 | — | 0 | 0 | 22 | — | 82 | 67 | — | 67 |
| | 23 | 23 | | | | 23 | 26 | 28 | — | 0 | 0 | 0 | — | | 57 | — | 57 |
| | 20 | 20 | | | | 0 | 17 | 20 | — | 0 | 0 | 0 | — | | 45 | — | 45 |
| 75 · 150 | Schenkeldicke = | | | | | 9 | 11 | 13 | — | 9 | 11 | 13 | — | | | | |
| | 23 | 26 | 42 | 55 | 55 | 29 | 31 | 33 | — | 0 | 0 | 0 | — | 87 | 56 | — | 56 |
| | 23 | 23 | | | | 25 | 27 | 29 | — | 0 | 0 | 0 | — | | 43 | — | 42 |
| | 20 | 20 | | | | 0 | 19 | 22 | — | 0 | 0 | 0 | — | | 40 | — | 24 |
| 75·170·10 / 75·170·12 | Schenkeldicke = | | | | | 10 | 12 | — | — | 10 | 12 | — | — | | | | |
| | 23 | 29 | 42 | 60 | 65 | 33 | 35 | — | — | 0 | 0 | — | — | 91 | 58 | 73 | 58 |
| | 23 | 26 | | | | 30 | 32 | — | — | 0 | 0 | — | — | | 48 | 73 | 44 |
| | 23 | 23 | | | | 27 | 28 | — | — | 0 | 0 | — | — | | 45 | 73 | 24 |
| | 20 | 23 | | | | 22 | 25 | — | — | 0 | 0 | — | — | | 45 | 67 | 0 |
| 75·170·14 / 75·170·16 | Schenkeldicke = | | | | | — | — | 14 | 16 | — | — | 14 | 16 | | | | |
| | 20 | 29 | 45 | 60 | 65 | — | — | 31 | 33 | — | — | 0 | 0 | 85 | 58 | 68 | 58 |
| | 20 | 26 | | | | — | — | 27 | 29 | — | — | 0 | 0 | | 48 | 68 | 44 |
| | 20 | 23 | | | | — | — | 23 | 26 | — | — | 0 | 0 | | 45 | 68 | 24 |
| 80·120 | Schenkeldicke = | | | | | 8 | 10 | 12 | 14 | 8 | 10 | 12 | 14 | | | | |
| | 23 | 26 | 45 | 50 | 30 | 23 | 26 | 29 | 31 | 0 | 0 | 22 | 25 | 80 | 72 | — | 72 |
| | 23 | 23 | | | | 18 | 22 | 25 | 27 | 0 | 0 | 0 | 25 | | 63 | — | 63 |
| | 20 | 20 | | | | 0 | 0 | 0 | 19 | 0 | 0 | 0 | 0 | | 52 | — | 52 |

mm

| L | Durchm. des geschlag. Nietes $d_1$ | $d_2$ | Wurzelmaße $w_1$ | $w_2$ | $w_3$ | Nietabstände e′ | | | | | e″ | | | | | $e_1$ | $e_2$ | $e_3$ | $e_4$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 90 · 110 | Schenkeldicke = | | | | | 9 | 11 | 13 | — | — | 9 | 11 | 13 | — | — | | | | |
| | 26 | 26 | 50 | 45 | 25 | 21 | 25 | 28 | — | — | 29 | 31 | 34 | — | — | 84 | 74 | — | 74 |
| | 23 | 23 | | | | 0 | 0 | 18 | — | — | 20 | 23 | 26 | — | — | | 65 | — | 65 |
| | 20 | 20 | | | | 0 | 0 | 0 | — | — | 0 | 0 | 17 | — | — | | 55 | — | 55 |
| 90 · 130 | Schenkeldicke = | | | | | 10 | 12 | 14 | — | — | 10 | 12 | 14 | — | — | | | | |
| | 26 | 26 | 50 | 50 | 40 | 23 | 26 | 29 | — | — | 23 | 26 | 29 | — | — | 90 | 67 | — | 67 |
| | 23 | 23 | | | | 0 | 0 | 20 | — | — | 0 | 0 | 20 | — | — | | 57 | — | 57 |
| | 20 | 20 | | | | 0 | 0 | 0 | — | — | 0 | 0 | 0 | — | — | | 45 | — | 45 |
| 90 · 150 | Schenkeldicke = | | | | | 10 | 12 | 14 | — | — | 10 | 12 | 14 | — | — | | | | |
| | 26 | 26 | 50 | 55 | 55 | 23 | 26 | 29 | — | — | 0 | 0 | 21 | — | — | 90 | 56 | — | 56 |
| | 23 | 23 | | | | 0 | 0 | 20 | — | — | 0 | 0 | 0 | — | — | | 43 | — | 42 |
| | 20 | 20 | | | | 0 | 0 | 0 | — | — | 0 | 0 | 0 | — | — | | 40 | — | 24 |
| 90 · 250 | Schenkeldicke = | | | | | 10 | 12 | 14 | 16 | — | 10 | 12 | 14 | 16 | — | | | | |
| | 26 | 32 | 50 | 60 | 140 | 32 | 34 | 37 | 39 | — | 0 | 0 | 23 | 26 | — | 118 | 65 | 80 | 0 |
| | 26 | 29 | | | | 28 | 31 | 33 | 35 | — | 0 | 0 | 0 | 21 | — | | 62 | 80 | 0 |
| | 26 | 26 | | | | 23 | 26 | 29 | 31 | — | 0 | 0 | 0 | 0 | — | | 59 | 80 | 0 |
| | 23 | 26 | | | | 0 | 22 | 25 | 28 | — | 0 | 0 | 0 | 0 | — | | 59 | 75 | 0 |
| | 23 | 23 | | | | 0 | 0 | 20 | 23 | — | 0 | 0 | 0 | 0 | — | | 55 | 75 | 0 |
| 100 · 150 | Schenkeldicke = | | | | | 10 | 12 | 14 | — | — | 10 | 12 | 14 | — | — | | | | |
| | 26 | 26 | 55 | 55 | 55 | 0 | 0 | 21 | — | — | 0 | 0 | 21 | — | — | 95 | 56 | — | 56 |
| | 23 | 23 | | | | 0 | 0 | 0 | — | — | 0 | 0 | 0 | — | — | | 44 | — | 42 |
| | 20 | 20 | | | | 0 | 0 | 0 | — | — | 0 | 0 | 0 | — | — | | 40 | — | 24 |
| 100 · 200 | Schenkeldicke = | | | | | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | | | | |
| | 26 | 32 | 55 | 60 | 90 | 24 | 28 | 31 | 33 | 36 | 0 | 0 | 23 | 26 | 29 | 105 | 60 | 82 | 34 |
| | 26 | 29 | | | | 0 | 23 | 26 | 29 | 32 | 0 | 0 | 0 | 21 | 25 | | 57 | 82 | 0 |
| | 26 | 26 | | | | 0 | 0 | 21 | 25 | 28 | 0 | 0 | 0 | 0 | 12 | | 53 | 82 | 0 |
| | 23 | 26 | | | | 0 | 0 | 0 | 20 | 23 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | 53 | 77 | 0 |
| | 23 | 23 | | | | 0 | 0 | 0 | 13 | 18 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | 50 | 77 | 0 |

Juli 1923 — Deutscher Eisenbau-Verband

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig — DIN 1033

## Nietabstände
für gleichschenklige Winkeleisen.

mm

| L | Durchmesser des geschlagenen Nietes d | Wurzelmaß w | Nietabstände e | | | $e_1$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 35 · 35 | Schenkeldicke = | | 4 | 6 | — | |
| | 11 | 20 | 15 | 17 | — | 32 |
| 40 · 40 | Schenkeldicke = | | 4 | 6 | 8 | |
| | 11 | 22 | 13 | 16 | 17 | 33 |
| 45 · 45 | Schenkeldicke = | | 5 | 7 | 9 | |
| | 11 | 25 | 10 | 13 | 16 | 35 |
| 50 · 50 | Schenkeldicke = | | 5 | 7 | 9 | |
| | 14 | 28 | 15 | 17 | 20 | 42 |
| | 11 | | 0 | 0 | 12 | |
| 55 · 55 | Schenkeldicke = | | 6 | 8 | 10 | |
| | 17 | 30 | 22 | 24 | 25 | 50 |
| | 14 | | 13 | 16 | 19 | |
| 60 · 60 | Schenkeldicke = | | 6 | 8 | 10 | |
| | 17 | 32 | 19 | 22 | 24 | 50 |
| | 14 | | 0 | 13 | 16 | |
| 65 · 65 | Schenkeldicke = | | 7 | 9 | 11 | |
| | 20 | 35 | 23 | 25 | 27 | 57 |
| | 17 | | 16 | 16 | 22 | |
| | 14 | | 0 | 0 | 13 | |
| 70 · 70 | Schenkeldicke = | | 7 | 9 | 11 | |
| | 20 | 37 | 20 | 23 | 25 | 58 |
| | 17 | | 0 | 16 | 19 | |
| | 14 | | 0 | 0 | 8 | |
| 75 · 75 | Schenkeldicke = | | 8 | 10 | 12 | |
| | 23 | 42 | 23 | 26 | 28 | 67 |
| | 20 | | 0 | 17 | 20 | |
| | 17 | | 0 | 0 | 12 | |
| 80 · 80 | Schenkeldicke = | | 8 | 10 | 12 | |
| | 23 | 45 | 17 | 22 | 25 | 70 |
| | 20 | | 0 | 0 | 15 | |
| | 17 | | 0 | 0 | 0 | |
| 90 · 90 | Schenkeldicke = | | 9 | 11 | 13 | |
| | 26 | 50 | 21 | 25 | 28 | 77 |
| | 23 | | 0 | 0 | 18 | |
| | 20 | | 0 | 0 | 0 | |
| 100 · 100 | Schenkeldicke = | | 10 | 12 | 14 | |
| | 26 | 55 | 0 | 0 | 21 | 80 |
| | 23 | | 0 | 0 | 0 | |
| | 20 | | 0 | 0 | 0 | |

mm

| L | Durchmesser des geschlagenen Nietes d | Wurzelmaße w | $w_1$ | Nietabstände e | | | $e_2$ | $e_4$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 110 · 110 | Schenkeldicke = | | | 10 | 12 | 14 | | |
| | 26 | 45 | 25 | 30 | 33 | 34 | 74 | 74 |
| | 23 | | | 22 | 25 | 27 | 65 | 65 |
| | 20 | | | 0 | 0 | 19 | 55 | 55 |
| 120 · 120 | Schenkeldicke = | | | 11 | 13 | 15 | | |
| | 26 | 50 | 30 | 25 | 28 | 30 | 72 | 72 |
| | 23 | | | 0 | 18 | 22 | 63 | 63 |
| | 20 | | | 0 | 0 | 0 | 52 | 52 |
| 130 · 130 | Schenkeldicke = | | | 12 | 14 | 16 | | |
| | 26 | 50 | 40 | 26 | 29 | 31 | 67 | 67 |
| | 23 | | | 0 | 20 | 23 | 57 | 57 |
| | 20 | | | 0 | 0 | 12 | 45 | 45 |
| 140 · 140 | Schenkeldicke = | | | 13 | 15 | 17 | | |
| | 26 | 55 | 45 | 0 | 23 | 26 | 64 | 64 |
| | 23 | | | 0 | 0 | 16 | 53 | 53 |
| | 20 | | | 0 | 0 | 0 | 47 | 40 |
| 150 · 150 | Schenkeldicke = | | | 14 | 16 | 18 | | |
| | 26 | 55 | 55 | 21 | 25 | 28 | 60 | 56 |
| | 23 | | | 0 | 0 | 18 | 56 | 42 |
| | 20 | | | 0 | 0 | 0 | 51 | 24 |
| 160 · 160 | Schenkeldicke = | | | 15 | 17 | 19 | | |
| | 29 | 60 | 55 | 24 | 28 | 31 | 68 | 68 |
| | 26 | | | 0 | 0 | 21 | 60 | 56 |
| | 23 | | | 0 | 0 | 0 | 56 | 42 |
| | 20 | | | 0 | 0 | 0 | 51 | 24 |

**e** ist der kleinste Nietabstand, bei mit Rücksicht auf den Döpper- und Kopfdurchmesser die Niete sich schlagen lassen,

$e_1$ ist der kleinste Nietabstand, bei dem in Zugstäben nur ein,

$e_2$ derjenige, bei dem zwei Nietlöcher abzuziehen sind,

$e_4$ ist der kleinste Nietabstand, bei dem der Abstand „3 d" gewahrt ist.

Juli 1923 — Deutscher Eisenbau-Verband

**DIN 1032. Nietabstände für ungleichschenklige Winkeleisen.**

**DIN 1033. Nietabstände für gleichschenklige Winkeleisen.**

Die Blätter werden als Vorstandsvorlage nochmals veröffentlicht. Es wird auf den Bericht über die 3. Sitzung des Fachnormenausschusses für Brückenbau verwiesen (s. nächste Nummer).

## Normblatt-entwürfe.

**DIN E 1035. Größtabstand der Längsträger bei Schwellenfahrbahn.**

Die Querschnittsabmessungen der Brückenschwellen sind die neuen, bei der deutschen Reichsbahn eingeführten. Der Abstand c der Längsträger ist, entsprechend dem bei der Reichsbahn üblichen Verfahren, nur aus der Biegungsfestigkeit der Schwellen für ruhende Last ermittelt; hierbei ist die ungünstige Annahme gemacht, daß die Last der schwersten Achse von einer Schwelle aufzunehmen sei, von der lastverteilenden Wirkung der Schiene ist also abgesehen. Mit Rücksicht darauf, daß an der Auflagerfläche der Schwellen auf dem Längsträger hohe Druckbeanspruchungen senkrecht zur Holzfaser auftreten, welche sich nur durch übermäßige Verbreiterung der Längsträger oder der Schwellen herabdrücken ließen, wird für Eisenbahnbrücken die Verwendung von Laubholzschwellen empfohlen.

**DIN E 1036. Befestigung der Brückenschwellen auf Längsträgern aus I und IP-Eisen.**

Die Konstruktion ist die bei den ehem. preußischen Staatsbahnen allgemein übliche. Die Herstellung der Unterlagsscheiben wird in der Regel bei den Eisenbaufirmen selbst erfolgen. Da die hierfür verwendeten Flacheisen meist in Stärke von geraden Millimetern vorrätig gehalten werden, ist die Stärke statt zu 5 mm nach DIN 436 zu 6 mm gewählt; hierdurch wird zugleich eine gleichmäßigere Druckübertragung auf das Holz gewährleistet. Um das Aufstreifen der Unterlagsscheiben zu erleichtern, ist das Loch reichlich groß genommen. Kirchner.

# Entwurf: Einspruchsfrist 15. November 1923

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig!

## Fahrbahn von Eisenbahnbrücken

Größtabstand der Längsträger bei Schwellenfahrbahn

Bauwesen

DIN ENTWURF 1 E 1035

| Brückenschwelle | | | Größtabstand c der Längsträger¹) in cm | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Querschnitt b/h | Gewicht ²) | Widerstandsmoment W | für Lastenzug N u. E der deutschen Reichsbahn und Brückenschwellen aus | | für Lastenzug G der deutschen Reichsbahn und Brückenschwellen aus | |
| cm | kg/m | cm³ | Laubholz | Nadelholz | Laubholz | Nadelholz |
| 22/20 | 44,0 | 1467 | 176 | 171 | 182 | 176 |
| 22/22 | 48,4 | 1775 | 182 | 175 | 189 | 182 |
| 24/24 | 57,6 | 2304 | 190 | 182 | 200 | 191 |
| 24/26 | 62,4 | 2704 | 197 | 188 | 209 | 198 |
| 24/28 | 67,2 | 3136 | 205 | 194 | 218 | 206 |
| 24/30 | 72,0 | 3600 | 213 | 201 | 229 | 214 |
| 28/32 | 89,6 | 4779 | 233 | 218 | 254 | 235 |
| 32/32 | 102,4 | 5461 | 246 | 228 | 269 | 247 |

¹) Die Maße für den Größtabstand c der Längsträger gelten nur bei Gleisen, die symmetrisch zu den Längsträgern liegen.

²) Raumeinheitsgewicht des nassen Holzes: 1

Zulässige Biegungsspannung { für Fichten- und Tannenholz: 90 kg/cm² / für Buchen- und Eichenholz: 110 kg/cm²

Für Eisenbahnbrücken kommen im allgemeinen nur Hartholzschwellen in Frage, die in der Regel ohne Aufkämmung auf den Längsträgern verlegt werden.

Juli 1923 — Deutscher Eisenbau-Verband

Noch nicht endgültig

## Fahrbahn von Eisenbahnbrücken

Befestigung der Brückenschwellen auf Längsträgern aus I- und IP-Eisen

Bauwesen

DIN ENTWURF 1 E 1036

Maße in mm

Bezeichnung der Befestigung einer Brückenschwelle von 240 mm Breite auf einen I-Normalprofil 30: Schwellenbefestigung 24×I 30 DIN . . .

| Querschnitt der Brückenschwelle b/h in cm | 22/20 | 22/22 | 24/24 | 24/26 | 24/28 | 24/30 | 28/32 | 32/32 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Länge l der Schraube in mm | 260 | | 280 | | | | 320 | 360 |
| Gewicht der Schraube mit Scheibe in kg | 0,90 | | 0,94 | | | | 1,03 | 1,12 |
| Abstand c des Nietloches von Schwellenmitte in mm | 155 | | 165 | | | | 185 | 205 |

Vierkantschraube ¾″ DIN 556.
Halbrundniete von 20 mm Durchmesser nach DIN 124.
Unterlagscheibe 60×60×6 mit Loch von 1″ Durchmesser.

### Längsträger aus I-Normalprofilen.

| I | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 32 | 34 | 36 | 38 | 40 | 42½ | 45 | 47½ | 50 | 55 | 60 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Länge e des Winkels | 113 | 116 | 119 | 122 | 125 | 130 | 135 | 135 | 140 | 145 | 145 | 150 | 155 | 160 | 170 | 180 |
| Gewicht eines Winkels in kg | 1,70 | 1,74 | 1,79 | 1,83 | 1,88 | 1,95 | 2,03 | 2,03 | 2,10 | 2,18 | 2,18 | 2,25 | 2,33 | 2,40 | 2,55 | 2,70 |
| Wurzelmaß w | 58 | 60 | 62 | 62 | 64 | 70 | 74 | 74 | 80 | 84 | 86 | 92 | 96 | 100 | 110 | 120 |
| Randabstand a | 27,5 | 28 | 28,5 | 30 | 30,5 | 30 | 30,5 | 30,5 | 30 | 30,5 | 29,5 | 29 | 29,5 | 30 | 30 | 30 |
| Nietlänge nach DIN 124, Bl. 2 | 48 | 48 | 50 | 50 | 50 | 55 | 55 | 58 | 58 | 58 | 62 | 62 | 65 | 65 | 68 | 70 |

### Längsträger aus IP-Profilen.

| IP | 26 | 28 | 30 | 32 | 34 | 36 | 38 | 40 | 42½ | 45 | 47½ | 50 | 55 | 60 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Länge e des Winkels | 160 | 170 | | | | | | | | | | | | |
| Wurzelmaß w | 100 | 110 | | | | | | | | | | | | |
| Randabstand a | 30 | 30 | | | | | | | | | | | | |
| Gewicht eines Winkels in kg | 2,40 | 2,55 | | | | | | | | | | | | |
| Nietlänge nach DIN 124, Bl. 2 | 55 | 58 | 58 | 58 | 58 | 62 | 62 | 65 | 65 | 65 | 65 | 68 | 68 | 70 |

Juli 1923 — Deutscher Eisenbau-Verband

# DIE BAUNORMUNG

## Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

2. Jahrgang | 15. September 1923 | Nr. 8/9


INHALT:



## Neu erschienene Normblätter

**seit 1. Januar 1923**

**Dinorm**

**300 Einlaßecken für Fenster**
**401 Einstemmbänder für Schranktüren und Fenster**
**402 Einstemmbänder für Türen**
**408 Aufsatzbänder für Fenstern und Türen**
**486 Fußbodenplatten und Wandplatten, Beton**
**488 Rundeisen für Eisenbeton**
**489 Treppenstufen, Podestplatten, Beton**
**538 Abflußrohre, Muffendeckel**
**1071 Straßenbrücken, Abmessungen**
**Beiblatt zu 1071 „ „ Erläuterungen**
**1099 Dachrinnen und Abfallrohre für Kleinhäuser**
**1100-1104 Blendrahmenfenster für Kleinhäuser**
**1100 Dreiflügelbreites Einfachfenster 157 × 107 cm ohne Kämpfer**
**1101 Dreiflügelbreites Doppelfenster 157 × 107 cm ohne Kämpfer**
**1102 Dreiflügelbreites Einfachfenster 157 × 138 cm ohne Kämpfer**
**1103 Dreiflügelbreites Doppelfenster 157 × 138 cm ohne Kämpfer**
**1104 Einzelheiten der dreiflügelbreiten Fenster**
**Beiblatt zu 1100-1104 Erläuterungen**
**1134 Treppenstufen für Kleinhäuser, Naturstein**
**1135 Vorlegestufen „ „ „**
**1138 Holzfenster für Kleinhäuser, Übersicht**
**1201 Kanalisationsrohre, Beton**
**Beiblatt zu 1201 Seiten- u. Scheiteleinlässe, Erläuterungen**
**1202 Brunnenringe, Beton**

## Normblattentwürfe

**Einspruchsfrist 1. November 1923**

**Dinorm**
**E 1034 Bl. 1 u. 2 Darstellung von Einzelheiten bei Eisenkonstruktionen S. 38-39**

## Sitzungsberichte.

### Bericht des Knickausschusses im E. T. B.

In der Sitzung des Unterausschusses für die Knickbeanspruchung im E. T. B. (Arbeitsausschuß zur Vereinheitlichung der Techn. Baupolizei-Bedingungen) am 6. Dezember 1922 im Versuchs- und Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Dresden gab zunächst der Obmann Prof. Dr.-Ing. Gehler einen Bericht über die bisherigen Veröffentlichungen über das Knickproblem an Hand der in der Sitzung vorliegenden Arbeiten (an Zahl etwa 100) aus den letzten Jahrzehnten. Den Hauptgegenstand der Beratung bildete sodann die Knickberechnung im Hochbau und die Vorschrift über gegliederte Stäbe.

Herr Dr.-Ing. Schaper berichtete über die bekannten Vorschrift [illegible] der Reichsbahn für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eis[illegible]hnbrücken (Berlin 1922, Wilh. Ernst & Sohn). Die Versuche vo[illegible]ma[illegible], v. Karman und Voß, sowie die des Deutschen Eisenbau-Verba[illegible] des [illegible]hrten zu dem Ergebnis, daß für die zulässige Beanspruchu[illegible] [illegible]drückter Stäbe auch mit Rücksicht auf die Knickgef[illegible] [illegible]sächlich die Streckgrenze maßgebend ist. Daher verlä[illegible] [illegible]nig schlanken Stäben mit dem Schlankheitsverhältnis ge[illegible] die in den Vorschriften angenommene Linie der Knickspannu[illegible] in dem $\sigma_k$-$\lambda$-Diagramm wagerecht, während sie für $\lambda > 100$ n[illegible] [illegible]r Eulerlinie zusammenfällt. In dem dazwischenliegenden Bereiche, [illegible] für $60 < \lambda < 100$ ist $\sigma_k$ geradlinig einzuschalten. Neuere Ver[illegible]che von Bach mit Stäben rechteckigen und I-förmigen Querschnitt bestätigen ebenfalls die Richtigkeit dieser Annahmen. Das hiernach in genannten Vorschriften der Reichsbahn 1922 eingeführte Rechnungsverfahren hat sich seither bewährt. Damit ist für dieses schwierige Problem eine Einheitlichkeit auf dem Gebiete des Eisenbrückenbaues für ganz Deutschland erzielt worden. Die Versuche, die vom Reichsverkehrs-Ministerium in Verbindung mit dem Deutschen Eisenbauverbande durchgeführt werden, gehen wegen versuchstechnischer Schwierigkeiten, insbesondere hinsichtlich der Frage der Lagerung, nur langsam vorwärts. Voraussichtlich wird man zunächst zu Modellversuchen zurückkehren müssen, weil die Walzung von Profilen genau bestimmter Abmessungen selbst bei bester Arbeit nicht mit der für Versuche erforderlichen Genauigkeit erfolgen kann. An Hand der zu erwartenden Versuchsergebnisse soll dann das jetzige Rechnungsverfahren weiter ausgebaut werden. Herr Dr.-Ing. Schaper stellt den Antrag, das Verfahren der Reichsbahn auch für die Berechnung der Eisenhochbauten zugrundezulegen. In der Aussprache, an der sich die Herren Bohny, Ellerbeck, Gehler, Rein, Rühl, Sander, Scharff und Voß beteiligen, werden die Vorzüge dieses Rechnungsverfahrens allgemein anerkannt, aber auch vor allem der Wunsch geäußert, für die Baupolizei-Vorschriften, wenn irgend möglich, eine noch einfachere Rechnungsform zu finden.

Sodann berichtet Herr Dr.-Ing. Ellerbeck über seine Anregungen im Anschluß an die sogenannte Krohnsche Formel (vergl. auch S. 33 der Reichsbahn-Vorschriften). Bei Druckstäben mit außermittigem Kraftangriff oder bei Druckstäben, die neben einer mittigen Druckkraft von einem Biegungsmoment beansprucht werden, darf die aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{\omega P}{F} + \frac{M}{W}$$

errechnete gedachte Randspannung den entsprechenden Wert $\sigma_{zul}$ nicht überschreiten, worin die sogen. Knickzahl $\omega = \sigma_{z\,zul} : \sigma_{k\,zul}$ ist und aus einer Tabelle entnommen werden kann. Herr Ellerbeck erblickt in der Anwendung dieses sogen. $\omega$-Verfahrens nur dann eine Erleichterung, wenn die $\omega$-Werte aus Tabellen zu entnehmen sind.

Herr Gehler berichtet eingehend über die Vorschläge von Oberbaurat Möricke-Stuttgart (Z.-Bl. d. Bauv. 1920 Nr. 83 u. 97, 1921 Nr. 90, Bauingenieur 1922 Heft 20). Als $\sigma_k$-$\lambda$-Linie schlägt Möricke eine Gerade vor, die im Punkte $\lambda = 105$ als Tangente an die Eulerlinie gelegt ist. Bezeichnet n die Knicksicherheit, so hat die sogen. n-$\lambda$-Linie nach den bisherigen preußischen Hochbaubestimmungen einen Z-förmigen Verlauf mit zwei innerlich unberechtigten Knickpunkten. Im Gegensatz hierzu schlägt Prof. Dr. Krohn-Danzig eine Gerade vor, während Möricke von der bekannten Tetmajer-Geraden $\sigma_k = 3{,}1 - 0{,}0114\,\lambda$ ausgeht und sodann $n = \sigma_k : \sigma_d$ annimmt, wobei $\sigma_d$ die wirklich auftretende Druckspannung ist. Es zeigt sich dann, daß seine n-$\lambda$-Linie zwischen der Z-förmigen Linie der preußischen Hochbaubestimmungen und der Krohnschen Geraden liegt.

Für die Bemessung legt Möricke die Faustformel $F = \alpha P + \beta l^2$ zugrunde, von der er nachweist, daß sie eine brauchbare und bequeme Gebrauchsformel ist. Hierbei bedeuten F den gesuchten Querschnitt des Knickstabes, P die Kraft in t, l die Stablänge in m, sowie $\alpha$ und $\beta$ Beiwerte, die das Profil kennzeichnen. Aus den oben genannten Veröffentlichungen konnte leider nicht erkannt werden, auf welche Weise diese entscheidenden Beiwerte für jedes Profil gefunden werden. Für einige Profile kann man, wie Herr Gehler in der Sitzung nachweist, diese Beiwerte $\alpha$ und $\beta$ von Möricke durch eine Reihenentwicklung nach den einmal gemachten Annahmen über die $\sigma_k$-$\lambda$-Linie und die Sicherheit n errechnen. Somit ist die Möglichkeit nicht ausgeschlossen, daß die bisherige Faustformel zu einer wissenschaftlich zu begründenden Gebrauchsformel ausgebaut werden könnte, was jedoch noch weiterer Untersuchungen bedarf. Dem Vorteil der Einfachheit der Mörickeschen Formel steht der Nachteil gegenüber, daß die Beiwerte $\alpha$ und $\beta$ aus einer neuen Profiltabelle entnommen werden müssen, ähnlich wie bisher J in der Eulerformel oder i in der Tetmajerformel zur Bestimmung von $\lambda = l : i$. Wie weit es dabei zulässig ist, für gewisse Profilgruppen (z. B. **[** № 18 bis 30) einen konstanten Mittelwert anzunehmen, bedarf noch eingehenderer rechnerischer Nachprüfung.

In der Aussprache wird die Einfachheit des Verfahrens von Möricke durchaus gewürdigt und Herr Gehler beauftragt, weitere Untersuchungen dem Ausschuß vorzulegen. Die sich anschließende

Entwurf: Einspruchsfrist 1. November 1923.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

## Darstellung von Einzelheiten bei Eisenkonstruktionen

Bauwesen

DIN ENTWURF 1 E 1034 Bl. 1

| Einzelheit | Darstellung | Erläuterung |
|---|---|---|
| Kröpfung | L 90·90·9 · L 120-120-12 · L 90·90·9 | Die Kröpfung wird in der Ansicht durch zwei parallele Striche dargestellt, zwischen denen die Kante, über welche gekröpft wird, als gestrichelte Linie erscheint. |
| Eingepaßte Profile | L 90·90·9 · L 120-120-12 · F=100·12 · L 90·90·9 | Eingepaßte Profile werden im Schnitt und in der Ansicht an die Kanten des Bauteiles, in den sie eingepaßt werden sollen, scharf herangezeichnet und von ihnen nicht durch eine besondere Begrenzungslinie getrennt. |
| Nicht eingepaßte Profile | L 90·90·9 · L 120·120·12 · F=100·12 · L 90·90·9 | Nicht eingepaßte Profile werden durch eine besondere Begrenzungslinie gekennzeichnet. |
| Nicht vorgezogene gerade Futter | Bl. 10 · 2L 90·90·9 · F 90·9 · 2L 90-90-9 · L 90·90·9 · L 90·90·9 | Nicht vorgezogene gerade Futter werden in der Ansicht durch ein vor die Angabe der Abmessungen gesetztes F bezeichnet; im Schnitt werden sie schraffiert. |
| Vorgezogene gerade Futter | Siehe eingepaßte und nicht eingepaßte Profile | Vorgezogene gerade Futter werden in der Ansicht durch ihre seitlichen Begrenzungslinien und ein vor die Abmessungen gesetztes F bezeichnet; im Schnitt werden sie schraffiert. |
| Keilfutter | L 100·100·10 · Bl. 12 · 12 200 0 KF 100 · L 100·100·10 | Keilfutter erhalten in der Ansicht je nach der Form ein ◺ oder ◸ mit Angabe der größten und kleinsten Stärke und der Länge; dahinter wird KF mit Angabe der Breite gesetzt. Im Schnitt werden sie schraffiert. |

September 1923 Deutscher Eisenbau-Verband Fortsetzung siehe Blatt 2

Erörterung über die vorzuschreibende Knicksicherheit n führt zu folgendem Ergebnis. Vorausgeschickt sei hier, daß in dem Entwurf Din E 1050 für Eisen folgende zulässigen Zugbeanspruchungen festgelegt worden sind:

$\sigma = 1200$ kg/cm² Belastungsfall I (bei Berücksichtigung von ständiger Last, Verkehrslast und Schneelast, sowie Bremswirkung oder Schrägzug von nur 1 Kran).

$\sigma = 1400$ kg/cm² für Belastungsfall II (neben den unter I genannten Lasten Berücksichtigung von Wind, Wärmeschwankungen und Schrägzug von mehr als 1 Kran).

$\sigma = 1600$ kg/cm² für Belastungsfall III. (Belastungen nach II bei einer den strengsten Anforderungen genügenden Berechnung, Durchbildung und Ausführung bei Dächern, Hallen und hallenartigen Gebäuden unter Zugrundelegung der in Dinorm 1000 festgesetzten Abnahme- und Lieferungsbedingungen.)

Der Unterausschuß beschließt nach längerer Aussprache, dem ETB zu empfehlen, diesen zulässigen Zugbeanspruchungen von 1200, 1400, 1600 kg/cm² in diesen 3 Belastungsfällen entsprechend die zulässigen Druckbeanspruchungen auf 1100, 1280, 1280 kg/cm² festzusetzen, also über den Grenzwert von 1280 kg/cm² auch im Falle III nicht hinauszugehen. Das Verhältnis der beiden Werte $\sigma_{z_{zul}} : \sigma_{d_{zul}}$ ist in den beiden ersten Belastungsfällen rd 1,1, wodurch sich die neu vorgeschlagenen Zahlenwerte 1200 : 1,1 = rd 1100 und 1400 : 1,1 = rd 1280 ergeben.

Ferner beschließt der Unterausschuß, die Linie der kleinsten Knicksicherheit festzulegen. Diese sogen. n-λ-Linie soll im ersten Bereiche von $\lambda = 0$ bis $\lambda = 60$ die Sicherheit $n = 3$ ergeben und im dritten Bereiche, dem der Eulerlinie, also für $\lambda > 100$ die Sicherheit $n = 4$, so daß in beiden Bereichen diese n-λ-Linie wagerecht verläuft. Im zweiten Bereiche für $60 < \lambda < 100$ sind die Werte geradlinig einzuschalten. Endlich wird beschlossen, die Knicklänge gleich der Systemlänge einzuführen und auf

Druck beanspruchte Stäbe mit einem größeren Schlankheitsverhältnis l:i als 150 überhaupt zu verbieten.

Den zweiten Hauptpunkt der Verhandlungen bildeten die Berechnungsverfahren für gegliederte Stäbe nach dem Bericht von Herrn Dr.-Ing. Rühl-Dortmund. Den Bruchlasten, die bei den bekannten Versuchen von Tetmajer, Gutehoffnungshütte, Deutscher Eisenbauverband und Voß gefunden worden sind, stellt der Berichterstatter die rechnerisch nach Engesser, Krohn und Müller-Breslau ermittelten Bruchlasten gegenüber. Die von verschiedenen Seiten hervorgehobenen scheinbaren Widersprüche zwischen den rechnerischen und den Versuchswerten lösen sich zwanglos, wenn die Versuchsstäbe nicht als Vollwandstäbe angesehen werden, sondern als gegliederte Stäbe auch dann, wenn sie durch durchlaufende Blechwände ausgesteift sind. Für diese Auffassung sprechen die beobachteten Verbiegungen der Stabgurte. Sobald die Belastung des Stabes die Knickspannung des gedachten gegliederten Stabes ohne durchlaufende Blechwände erreicht, geben die Gurtungen nach, die durchgehenden Wände werden dadurch überlastet und der Stab im ganzen bricht zusammen. Bei dieser Auffassung stimmen die Rechnungsergebnisse nach Engesser, Krohn und Müller-Breslau mit den Versuchsergebnissen vollkommen befriedigend überein.

Ferner behandelte Herr Rühl an Hand vergleichender Zusammenstellungen die Frage, welche wirtschaftlichen Vorteile gegliederte Stäbe gegenüber Vollwandstäben besitzen und wie sich die Kosten bei verschiedenen Abständen der Bindebleche verhalten. Nach den Vorschriften der Reichsbahn darf der Abstand der Bindebleche nicht größer als 30 i sein. Hierbei war der Gesichtspunkt maßgebend, ein möglichst einfaches Rechnungsverfahren anzuwenden und eine zuverlässige Bauart zu gewährleisten. Die Tragfähigkeit gegliederter Stäbe sollte möglichst nahe an die des Vollwandstabes herankommen. In der Praxis des Eisenbaues, namentlich im Eisenhochbau,

Noch nicht endgültig

## Darstellung von Einzelheiten bei Eisenkonstruktionen

DIN
ENTWURF 1
E 1034 Bl. 2

| Einzelheit | Darstellung | Erläuterung |
|---|---|---|
| Plattenstoß | | Plattenstöße werden in der Ansicht durch kleine ausgefüllte Dreiecke, in der Aufsicht nach der für Paßstöße, normale Stöße und Fugenstöße festgelegten Darstellung bezeichnet. |
| Paßstoß | | Paßstöße, d. h. Stöße, welche praktisch dicht sein sollen und bei denen die Stirnflächen der gestoßenen Teile sich berühren sollen, werden durch eine Linie dargestellt. |
| Normaler Stoß | | Normale Stöße, d. h. solche in normaler guter Werkstattarbeit, bei denen ein unmittelbares Aufeinanderliegen der Stirnflächen der gestoßenen Teile nicht verlangt wird, werden durch zwei Linien dargestellt. |
| Fugenstoß | | Fugenstöße, d. h. solche, bei denen zwischen den Stirnflächen der gestoßenen Teile ein Zwischenraum von bestimmter Weite innezuhalten ist, werden durch zwei Linien unter Angabe des geforderten Abstandes dargestellt. |
| Anwendung der Nietsinnbilder nach Din 139 | | Die Stellung der Niete und Schrauben wird durch ihre Achslinien angedeutet. Soweit die Deutlichkeit darunter nicht leidet, wird das Sinnbild nicht für alle, sondern nur für die äußersten einer Reihe gleichartiger Niete oder Schrauben eingetragen. |

September 1923 — Deutscher Eisenbau-Verband

Entwurf: Einspruchsfrist 1. November 1923.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

sind aber bisher meist wesentlich größere Bindeblechabstände üblich, sodaß diese Forderung der Reichsbahn-Vorschriften als zu weitgehend erscheinen muß. Vergleicht man zunächst allein den Baustoffaufwand für verschiedene durchgerechnete Beispiele, so erkennt man, daß gegliederte Stäbe wirtschaftlich ungünstiger sind als Vollwandstäbe, bei denen die durchgehende Blechwand als tragender Querschnittsteil wirkt und bei der Bemessung berücksichtigt werden kann. Man erkennt aber weiter, daß gegliederte Stäbe mit wesentlich größerem Abstande der Bindebleche als 30 i (z. B. dem doppelten Abstand) einen höheren Gütegrad (d. i. Verhältnis der Knickkraft zum Stabgewicht) haben, als die Stäbe mit engerer Bindung. Für die aufzuwendenden Arbeitslöhne ist die Anzahl der Nieten maßgebend, die bei Vollwandstäben naturgemäß am größten ist und mit wachsendem Abstand der Bindebleche immer kleiner wird. Die genaue Berücksichtigung von Baustoffbedarf und Lohnaufwand zusammen führt daher zu dem Ergebnis, daß gegliederte Stäbe mit weiterer Teilung wirtschaftlicher sind, als solche mit enger Teilung, und wesentlich wirtschaftlicher, als Vollwandstäbe. Es empfiehlt sich daher, die Ausführung gegliederter Stäbe mit weiterer Bindung als 30 i mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit nicht auszuschließen, falls die Tragfähigkeit besonders nachgewiesen wird. Bei der Berechnung der Bindebleche und Nietanschlüsse ist selbstverständlich die aufzunehmende Schubkraft (nach den Verfahren von Engesser, Krohn oder Müller-Breslau) zu berücksichtigen. Ebenso sind die Stabenden zur Übertragung der Schubkräfte genügend steif auszubilden.

Nach eingehender Aussprache wird in Anlehnung an die ReichsbahnVorschriften folgender Beschluß gefaßt: Bei mehrteiligen Druckstäben darf der Schlankheitsgrad der einzelnen Stäbe nicht größer als der Schlankheitsgrad des ganzen Stabes und nicht größer als 30 sein. Als freie Knicklänge gilt die Länge zwischen den Mitten zweier Bindebleche oder der Knotenpunkte der Vergitterungen. Wird der Schlankheitsgrad der einzelnen Stäbe größer als 30 gewählt, so ist die Tragfähigkeit des Stabes rechnerisch nachzuweisen. Die Abmessungen und Anschlüsse der Vergitterungen oder Bindebleche sind für eine Querkraft, die gleich 2 vH der größten Druckkraft des Gesamtstabes anzunehmen ist, zu berechnen, falls die Querkraft nicht besonders berechnet wird. Bei gegliederten Stäben empfiehlt es sich, den Abstand der Stäbe so zu wählen, daß das Trägheitsmoment in bezug auf die materialfreie Achse größer ist, als das in bezug auf die Materialachse. Bindebleche sind mit mindestens 2 Nieten an jeden Stab anzuschließen.

Diese Vorschläge des Unterausschusses werden nunmehr dem Ausschuß für einheitliche technische Baupolizei-Bestimmungen (E.T.B.) vorgelegt werden.

W. Gehler, als Obmann des Unter-Ausschusses.

## Bericht des Fachnormenausschusses für Brückenbau

3. Sitzung am 8. Juni 1923 in Hildesheim

Die zu den veröffentlichten Blättern DIN E 1030, E. 1031, E 1032 eingegangenen Einsprüche wurden durchgesprochen. Das Ergebnis war folgendes:

**DIN E 1030 Streich- und Wurzelmaße für Formeisen.**

Die vergrößerte Zeichnung der Flansche bleibt fort.

**DIN E 1032, 1033 Nietabstände für ungleichschenklige und gleichschenklige Winkeleisen.**

Auf Grund eines Einspruches der Staatl. Baugewerkschule Barmen-Elberfeld waren durch das Normenbüro des DEV neue Blätter ausgearbeitet worden, bei welchen die kleinsten mit Rücksicht auf Döpper und Kopfdurchmesser der Niete zulässigen Abstände e zweier im Winkeleisen gegenübersitzender Niete nicht nur für die größten, sondern für sämtliche Schenkelstärken enthalten waren. Die Blätter wurden mit einigen formalen Änderungen angenommen.

Die übrigen eingegangenen Einsprüche wurden ebenfalls besprochen, von einer Berücksichtigung wurde aber Abstand genommen.

Ein neu vorgelegter Typ für bewegliche Brückenlager sieht statt der Zusammenfassung und Führung der Rollen durch Flacheisen für jede Rolle eine gesonderte Führung durch Führungsnasen an Lageroberteil und Grundplatte vor. Abgesehen von einigen konstruktiven Änderungen fand das Lager fast allgemeinen Beifall. Nur von einer Seite wurde bezweifelt, daß Herstellung und Verlegung des Lagers mit genügender Genauigkeit erfolgen könne, um ein einwandfreies Rollen zu sichern; dem Reichsverkehrsministerium solle daher der probeweise Einbau eines derartigen Lagers bei einer neuen Brücke vorgeschlagen werden. Inzwischen sollen Gutachten von Gießereien über die Frage der Gußgenauigkeit eingeholt und nach deren Ausfall dann gegebenenfalls die Normung des neuen Lagertyps durchgeführt werden. Zur Festlegung der Lagergrundplatte auf dem Stein bringt, entgegen dem Beschluß der letzten Sitzung, Dr. Kommerell statt der Ecknasen die bereits abgelehnten Dorne erneut in Vorschlag. Da sich eine Einigung nicht erzielen läßt, wird beschlossen, beide Ausführungen zu normen.

Anschließend an die Lagernormung berichtet Dr. Kommerell unter eingehender Begründung, daß das Eisenbahn-Zentralamt dem Ministerium als zulässige Beanspruchung des Auflagersteines 40 kg/cm² vorgeschlagen habe, wobei nur senkrechte Kräfte zu berücksichtigen seien und die Untersuchung für wagerechte Kräfte ganz fortfallen könne.

Weiter wurden noch durchgesprochen und im wesentlichen nach den vom DEV vorgelegten Blättern angenommen die Blätter:

**DIN E 1034 Darstellung von Einzelheiten bei Eisenkonstruktionen.**

**DIN E 1035 Größtabstand der Längsträger bei Schwellenfahrbahn.**

**DIN E 1036 Befestigung der Brückenschwellen auf Längsträgern aus I- und IP-Eisen.**

**DIN E . . . Bezeichnungen für Walzprofile.**

Zu Blatt E 1036 bemerkt Dr. Kommerell, daß das Eisenbahn-Zentralamt beabsichtige, dem Reichsverkehrsministerium die bayerische Art der Schwellenbefestigung mit von unten eingeschraubten Schwellenschrauben vorzuschlagen.

Zu dem vorgelegten Blatt DIN E 1037, Schwellenteilung, wird von Dr. Kommerell mitgeteilt, daß mit Rücksicht auf die größere Schwellenbreite künftig nicht mehr der größte zulässige Mittelabstand von 60 cm, sondern ein Lichtabstand von 40 cm vorgeschrieben werden solle. Damit würde naturgemäß das Blatt hinfällig werden.

Zum Schluß wurden noch die Grundzüge der Normung der Schlingerverbände besprochen. Kirchner.

Anmerkung der Schriftleitung: **Die Blätter DIN 1032 Bl. 1 u. 2, 1033, 1035 und 1036 sind bereits in der letzten Nummer der Baunormung veröffentlicht. Auf Wunsch des Arbeitsausschusses wird die Einspruchsfrist auf den 15. Oktober 1923 beschränkt.**

# Normung im Ausland

## Nordamerika

Bericht der Handelskammer Washington zum 21. Juni 1923 über die Sitzung zur Vereinfachung der Abmessungen gewöhnlicher Ziegel und der Stirnziegel.

In einer heute in der Handelskammer abgehaltenen Sitzung haben die Fabrikanten, Händler und Verbraucher von gewöhnlichen und Stirnziegeln durch ihre bevollmächtigten Vertreter die folgenden Normengrößen angenommen:

Für gewöhnliche Ziegel und rauhe Stirnziegel

$8 \times 2\frac{1}{4} \times 3\frac{3}{4}'' = 203 \times 52{,}2 \times 95$ mm,

für glatte Stirnziegel

$8 \times 2\frac{1}{4} \times 3\frac{7}{8}'' = 203 \times 52{,}2 \times 98\frac{1}{2}$ mm.

Diese Größen waren auf der vorigen Vertreterversammlung, die am 11. 5. 23 in der Handelskammer abgehalten worden war, empfohlen worden.

Eine von der American Face Brick Association vorgenommene Untersuchung, die am 11. 5. der Konferenz vorgelegt worden war, zeigte, daß 167 Ziegeleien in den gesamten Vereinigten Staaten im Jahre 1922 39 verschiedene Größen von Rohziegeln und daß 141 Ziegeleien 36 verschiedene glatte Ziegel fertigten. Die jetzige Bewegung beseitigt daher mindestens 38 verschiedene Formen von Rohziegeln und 35 verschiedene Formen von glatten Ziegeln. Mr. Hudson, der die Handelskammer sowohl auf der vorigen als auch auf der letzten Sitzung vertrat, ist der Ansicht, daß 80—90 vH der in den Vereinigten Staaten hergestellten Ziegel von den nun angenommenen Normen umfaßt werden können.

Mr. Hudson wies darauf hin, daß die endgültig angenommenen Maße ungefähr in dem Sinne gehalten sind, daß man ohne weiteres versteht, daß Größenabweichungen des Endproduktes von der Verschiedenheit der Schrumpfung während des Brennvorganges herrühren. Andere Abweichungen haben ihren Ursprung in der Verschiedenheit des benutzten Tones. Die Frage der Abweichung und zulässigen Toleranz wird von der American Society for Testing Materials gemeinsam mit der American Face Brick Association und der Common Brick Manufacturer's Association of America untersucht. Ihr endgültiger Bericht wird zu der Entscheidung über die endgültige Toleranz oder Abweichung, soweit sie die obigen annäherungsweisen Normen betrifft, beitragen.

# Mitteilungen der Geschäftstelle

## Preise der Normblätter

Um eine geregelte Preisfestsetzung für die Normblätter durchführen zu können, hat sich der NDI Mitte Juli entschlossen, künftig der Preisberechnung den Grundpreis von 0,40 M zu Grunde zu legen und diesen mit dem jeweils gültigen Buchhandelsindex zu multiplizieren.

Bei Abnahme von mehreren Exemplaren desselben Normblattes wird ein Rabatt gewährt und zwar bei Abnahme von

| | |
|---|---|
| 6—10 Stück derselben Nummer | 10 vH Rabatt |
| 11—20 ,, ,, ,, | 20 ,, ,, |
| 21—50 ,, ,, ,, | 30 ,, ,, |
| über 50 ,, ,, ,, | nach besonderem Angebot. |

In den Preisen ist Porto und Verpackung nicht mit einbegriffen.

# DIE BAUNORMUNG

## Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

**2. Jahrgang** | **15. Oktober 1923** | **Nr. 10**

INHALT:



# Bericht

**über die Sitzung im Normenausschuß am 25. September 1923 betreffend die Vorstandsvorlagen Din 1350 und 1351 Einheiten und Formelzeichen für Statik, Festigkeitslehre und Werkstoffprüfung. Veröffentlicht in den Mitteilungen des NDI (Maschinenbau) Heft 17 vom 26. Mai 1923 und in der Baunormung (der Bauingenieur) Nr. 5 vom 15. Mai 1923.**

Die eingegangenen zahlreichen Einsprüche wurden zur Sprache gebracht und soweit wie möglich berücksichtigt. Der hohen Kosten wegen ist es unmöglich, daß der Normenausschuß jedem Einzelnen auf seine Einsprüche antwortet, vielmehr sollen die gefaßten Beschlüsse, soweit sie wesentlich erscheinen, im Folgenden erörtert werden:

**Zu Blatt 1350.**

1. Entsprechend der Schreibweise mm² soll auch die Sprechweise Millimeterquadrat usw. bei m³ auch Meterwürfel eingeführt werden.

2. Die Einheit für ein Biegungsmoment soll nicht mit cmkg, sondern mit kgcm (Kraft mal Hebelarm) bezeichnet werden.

3. Zeichen für Stunde, Zeitminute und Zeitsekunde, wofür der AEF bereits Zeichen festgelegt hat, sind hier fortgelassen worden, weil z. B. „$h$" für Stunde im gewöhnlichen Leben (Eisenbahnbetrieb) unbrauchbar erscheint und diese Zeichen in diesem Zusammenhang von untergeordneter Bedeutung sind.

4. Nach γ Raumeinheitsgewicht soll „$w$ Wichte, $\frac{\text{Körpergewicht}}{\text{Rauminhalt (lückenlos)}}$" eingeschaltet werden.

5. Der Exponent ⁰ bei t mußte abgelehnt werden, weil ⁰ ein Einheitszeichen darstellt. Das nunmehr besonders für „Celsiusgrad" aufgeführt wird. Der Beschluß t „Temperatur" konnte nicht aufrecht erhalten werden, weil es sich bei der Statik und Festigkeitslehre nicht um einen bestimmten Temperaturpunkt, sondern um eine Anzahl von „Wärmegraden" (z. B. 25⁰—10⁰—15⁰ Celsius) handelt. Die alte Fassung wurde daher wieder hergestellt.

6. Entsprechend den Beschlüssen[1]) im Reichsverkehrsministerium am 13. Juli 1923 unter Teilnahme von Professoren der Technischen Hochschulen soll die Wärmeausdehnungszahl (lineare) mit $\varepsilon_t$ bezeichnet werden.

7. Auf das Zeichen λ für Schlankheitsgrad konnte nicht verzichtet werden, weil die neuen Reichsbahnvorschriften für die Berechnung eiserner Brücken dieses Zeichen zur Berechnung von Knickstäben benötigen.

8. Es wurde angeregt, im Gegensatz zu $M_D$ (Verdrehungsmoment) das Biegungsmoment mit $M_B$ zu bezeichnen. Dies würde für die höhere Statik zu einer Häufung von Zeichen führen (z. B. $M_{B_{P_{x_I}}}$) was mit Rücksicht darauf, daß gerade das Biegungsmoment am häufigsten vorkommt, unerwünscht ist. Wegen des Bedürfnisses max $S$ und min $S$, sowie max $M$ und min $M$ bei der Berechnung von Wechselstäben bzw. Wechselmomenten zu unterscheiden, wird auf den „Maschinenbau" Heft 17, 2. Band 1923 Dinorm 1350 verwiesen.

9. $Q$ für Querkraft kann bei Brückenberechnungen nicht entbehrt werden.

10. Um jedes Mißverständnis zu vermeiden, soll bei $\sigma_B$ „Bruchspannung" erläuternd hinzugefügt werden: „Höchste von der Probe getragene Spannung, bezogen auf den ursprünglichen Querschnitt $F_0$". Was darunter verstanden wird, geht auch aus der Abbildung hervor. Da von vielen Seiten auf „Bruchspannung" nicht verzichtet wird, sind beide Worte „Bruchspannung" und „Zug- bzw. Druckfestigkeit" aufgeführt. Weil man sinngemäß die Zugfestigkeit aus $\frac{P_B}{F}$ berechnet, soll nicht $k_z$, sondern wie bei sonstigen ähnlichen „Spannungen" der griechische Buchstabe $\sigma_B$ beibehalten werden.

11. $h$ für Höhe einer Probe wird als überflüssig gestrichen.

12. Bei d soll es heißen: „Durchmesser der Probe innerhalb der Meßlänge". Auf die Möglichkeit zur Verwendung des Zeigers $_0$ in besonderen Fällen wurde bei der Werkstoffprüfung hingewiesen. Die Zeichen $d_e$, $d_{e_1}$, $d_{e_2}$ ... $F_e$, $F_{e_1}$, $F_{e_2}$ ... $l_e$, $l_{e_1}$, $l_{e_2}$ können mit Rücksicht auf die Fußnote 4 fortfallen.

13. Der Vorschlag, den Querschnitt mit Nietabzug (nutzbaren) Querschnitt ohne Zeiger zu bezeichnen, konnte nicht angenommen werden, weil bei vielen Fällen, z. B. bei Zugversuchen, eine Nietschwächung überhaupt nicht in Betracht kommt, und man die Querschnitte solcher Proben doch ebenfalls mit $F$ bezeichnen möchte.

14. Für $u$ Verschiebung wurde eine schärfere Fassung gewählt, und γ Schiebung hier ganz gestrichen.

15. Der Verdrehungswinkel auf die Meßlänge $l$ wurde, weil er für die Werkstoffprüfung oft erforderlich ist, entsprechend Hütte 22. Aufl., Bd. 1, S. 570 b mit dem Zeichen ψ hinzugefügt.

16. Der Verdrehungswinkel $\vartheta$ auf die Längeneinheit wurde zur Unterscheidung als „Drilling" $\vartheta$ bezeichnet.

17. Grundsätzlich soll, wie schon früher ausgeführt, stets daran festgehalten werden, daß berechnet wird: Größe am Ende des Versuchs weniger Größe bei Beginn des Versuchs, dann erhält man stets das richtige Vorzeichen also beim Zugversuch $\Delta F = F - F_o$ negativ, was durchaus bei der Einschnürung erwünscht ist.

18. Statt $\sigma_N$ „Arbeitsfestigkeit" soll $\sigma_W$ „Wechselfestigkeit" geschrieben werden. Die Worte Dauerbiegefestigkeit und Schwingungsfestigkeit werden gestrichen.

19. Es wurde darauf hingewiesen, daß sich nach C. Bach, Elastizität und Festigkeit, 8. Aufl., S. 11, vergleichbare Werte der Formänderungsarbeit nur dann ergeben, wenn die Dehnungslinie bis zum Punkt $B_0$ nicht $Z_0$ verwendet wird. Demgegenüber wird von anderer Seite auch nicht mit Unrecht darauf aufmerksam gemacht, daß der Verlauf der Kurve in der Nähe des Punktes $B$ so flach ist, daß der Punkt $B$ nicht scharf hervortritt, so daß auch hier mit größeren Ungenauigkeiten zu rechnen ist. Es wurde beschlossen, zunächst eine Klärung der wissenschaftlichen Streitfrage abzuwarten und bis dahin die sich hierauf beziehenden Zeichen zu streichen.

**Zu Blatt 1351.**

20. Das Blatt 1351 wird zurückgezogen und die in Gegenwart von Professoren der Technischen Hochschulen, Vertretern des Deutschen Eisenbauverbandes usw. gefaßten Beschlüsse[2]) (im Reichsverkehrsministerium am 13. Juli 1923) mit dem Blatt 1350 zu einem neuen Blatt 1350 vereinigt. Wegen der Einteilung wird auf das neue Blatt selbst verwiesen.

21. Gegen das vielfach verwendete Zeichen „÷ bis" sind neuerdings Bedenken erhoben worden. Von der Aufnahme eines solchen Zeichens wird Abstand genommen und empfohlen, bis auf weiteres „bis" zu schreiben.

22. „je" soll an Stelle von „für ein", z. B. t/m = Tonnen je m gesetzt werden.

23. Da ein dem Wort „prozentual" entsprechendes Eigenschaftswort von dem Hauptwort „Vomhundert" nicht abgeleitet werden kann, soll „Prozent" wieder beigefügt werden. Wenn angängig, soll tunlichst „Vomhundert" gewählt werden.

24. Bei der Einteilung in Grad, Minuten, Sekunden soll bei der alten Teilung nichts, sondern nur bei der neuen Teilung $n.\ T.$ beigefügt werden. Die neue Teilung wird oft auch 2° 3` 4`` geschrieben; von der Aufnahme dieser Bezeichnungen soll bis zur weiteren Klärung in dieser Auflage noch abgesehen werden.

25. Bei den Biegungsmomenten ist „im Urzeigersinn" gestrichen.

26. Die Bezeichnungen für Form- und Stabeisen sind ergänzt durch die Beschlüsse des Fachnormenausschusses für Brückenbau in Hildesheim; die Veröffentlichung eines besonderen Blattes hierfür ist entbehrlich.

Flacheisen soll nicht mit —, sondern mit |̲̅| bezeichnet werden, der einfache Strich — genügt nicht, da dieser z. B. bei 2 — 80 . 10 zu Unklarheiten führen könnte.

27. Allgemein ist noch zu sagen, daß von verschiedenen Seiten beachtenswerte Anregungen für Aufnahme neuer hier noch nicht vorgesehener Zeichen gegeben wurden. Solche neuen Anregungen konnten im allgemeinen bei dieser Auflage nicht berücksichtigt werden, weil sie doch erst auch den sonstigen Beteiligten bekanntgegeben werden müssen, ehe sie endgültig genormt werden können. Es muß einmal mit dem vorliegenden Beratungsstoff Schluß gemacht werden, und es kann sich nur darum handeln, das übrige der zukünftigen Entwicklung zu überlassen.

---

1) Siehe „Die Bautechnik" 1923, S. 332.

2) Siehe „Die Bautechnik" 1923, S. 332.

| Noch nicht endgültig<br>**Flußeisenrohre für Leitungen**<br>Abnahmebedingungen Werkstoffe | DIN<br>ENTWURF 1<br>E 1545 |
|---|---|

**1. Rohre für Leitungen mit mehr als 8 kg/cm² Druck, z. B. für Dampfleitungen**

**2. Rohre für Leitungen bis 8 kg/cm² Druck, z. B. für Zentralheizungen, Rohrschlangen, Gasleitungen usw.**

Werkstoff und Herstellung

Die Rohre sind aus Siemens-Martin-Flußeisen oder Elektro-Flußeisen nahtlos oder überlappt geschweißt warm herzustellen.

Äußere Beschaffenheit

Sämtliche Rohre müssen nach dem Auge gerade gerichtet und rechtwinklig zur Rohrachse auf Maß beschnitten sein. Sie sollen möglichst kreisrund sein und walztechnisch glatte innere und äußere Oberflächen haben. Geringfügige Erhöhungen, Vertiefungen oder Längsriefen sind gestattet, wenn die Schwächung der Wandstärke innerhalb des zulässigen Untermaßes bleibt.

**Sonderbestimmungen zu 1**

Maßabweichungen

Für die Abmessungen der Rohre sind nachstehende Abweichungen zugelassen:

Außendurchmesser

bis 200 mm ± 1 %, mindestens aber ± 0,5 mm
über 200 mm ± 1,5 %

Länge

bis 6 m und 150 mm Außendurchmesser + 10 — 0 mm
über 6 m und 150 mm Außendurchmesser + 15 — 0 mm

Wandstärke

allgemein . . . . . ± 15 %
an einzelnen Stellen — 20 %

Diese Bestimmung gilt für Rohre, deren Wandstärken die normalen nach DIN 2043 und 2053 um nicht mehr als 100 % überschreiten. Bei größeren Wandstärken sind für die Abweichungen Sondervereinbarungen zu treffen.

Gewichtsabweichungen

Gegenüber dem aus den Nennmaßen und dem Einheitsgewicht von 7,85 kg/dm³ errechneten Gewicht sind folgende Abweichungen zulässig:

für ein Rohr. . . . . + 15 — 10 %
für die Gesamtlieferung + 7,5 — 5 %

Prüfung und Abnahme

Von je 200 Stück oder jeden angefangenen 200 Stück einer Lieferung kann ein Stück zur Vornahme der Güteprüfung ausgewählt werden.

Die Probestücke sind den Enden der Rohre zu entnehmen.

Der Probestab für Zugversuche ist bei Rohren allgemein nach der Formel $l = 11{,}3\sqrt{F}$ anzufertigen, wobei l die Meßlänge, F den Querschnitt bedeutet. Probestücke müssen, wenn erforderlich, in Rotwärme mit nachträglichem Ausglühen gerade gerichtet werden.

Für den Biegeversuch ist aus jedem zu prüfenden Rohr in der Längsrichtung ein Streifen von geeigneter Länge zu schneiden und warm gerade zu richten. Die Kanten sind leicht zu brechen. Die Biegung ist grundsätzlich so vorzunehmen, daß die Rohraußenseite auf der Zugseite liegt.

Festigkeitsbedingungen

Kaltbiegeversuch

Die Probestücke müssen sich um 180° biegen lassen mit einem inneren Halbmesser
gleich der 1½fachen Streifendicke bei Rohren bis 6 mm Wandstärke
gleich der 2fachen Streifendicke bei Rohren über 6 mm Wandstärke.

Bördelversuch

Bei allen Durchmessern und bei Wandstärke bis 6 mm müssen sich die Rohrenden bei Zimmerwärme nach außen um 90° umbördeln lassen; die Bördelbreite muß 12 % des inneren Durchmessers, von innen gemessen, betragen.

Bei Rohren mit Wandstärke von 6 mm und darüber fällt der Bördelversuch weg.

Zugversuch

Festigkeit mindestens 34 kg/mm² bei mindestens 20 % Dehnung.

Wasserdruckversuch

Alle Rohre sind einem Wasserdruck in Höhe des 1½fachen Betriebsdruckes oder dem in DIN 2002 etwa vorgeschriebenen höheren Probedruck, mindestens aber einem Druck von 40 kg/cm², zu unterziehen.

**Sonderbestimmungen zu 2**

Maßabweichungen

Für die Abmessungen der Rohre sind nachstehende Abweichungen zugelassen:

Außendurchmesser

bis 200 mm ± 1 % mindestens aber ± 0,5 mm
über 200 mm ± 1,5 %

Länge

bis 3 m + 10 — 0 mm
über 3 m + 15 — 0 mm

Wandstärke

Unterschreitung an keiner Stelle mehr als 20 %.

Gewichtsabweichungen

Gegenüber dem aus den Nennmaßen und dem Einheitsgewicht von 7,85 kg/dm³ errechneten Gewicht sind folgende Abweichungen zulässig:

für ein Rohr + 15 — 10 %
für die Gesamtlieferung + 7,5 — 5 %

Festigkeitsbedingungen

Wasserdruck für alle Rohre mindestens 30 kg/cm². Die Rohre sind unter diesem Druck abzuhämmern.

**3. Handelsrohre für Wasser- und Gasleitungen bis 6″ lichte Weite**

Längen

Bei der Feststellung der Länge sind die fest aufgeschraubten Muffen bis zur Hälfte mit eingerechnet.

Festigkeitsbedingungen

Wasserdruck für Gasrohre mindestens 12 kg/cm², Wasserdruck für Wasserleitungsrohre mindestens doppelter Betriebsdruck.

29. September 1923

Ich glaube, wir dürfen uns darüber freuen, daß endlich wenigstens über das Wesentliche eine Einigung erzielt ist, und es liegt in der Natur der Sache, daß nicht allen Wünschen entsprochen werden konnte. Mögen die auf dem neuen Normenblatt 1350 angegebenen Zeichen recht bald allgemein bei den Technischen Hochschulen, in den Schulen, der Literatur, den Lehrbüchern, den technischen Zeitschriften und bei den Behörden Anwendung finden. Kommerell.

Anmerkung: Das Normblatt Din 1350, das nach der Vereinigung der beiden Vorstandsvorlagen zu einem Blatt nunmehr den Titel führt: Zeichen in der Statik, Festigkeitslehre, Werkstoffprüfung und für Form- und Stabeisen, wird in diesen Tagen dem Vorstand zur endgültigen Genehmigung vorgelegt und Ende ds. Monats bezugfertig sein. NDI.

# Normblattentwürfe

**(Einspruchsfrist: 15. November 1923)**

**E 1545 Flußeisenrohre für Leitungen**
**E 1549 Flußeisenrohre und Formstücke, wassergas- oder im Koksfeuer geschweißt** } **Abnahmebedingungen**

Die Normblattentwürfe für Rohre entsprechen den Beschlüssen, welche die Gruppe IV des Werkstoffausschusses in den Sitzungen vom 14. November 1921, 20. Februar 1922 und 29. Juli 1922 gefaßt hat. Als Beratungsunterlage diente der Entwurf des Vereins deutscher Eisenhüttenleute vom Februar 1920, der sich seinerseits auf die früheren „Vorschriften für Lieferung von Eisen und Stahl“, aufgestellt vom V. d. E., stützte.

Als Werkstoff für die Rohre ist, abgesehen von den Handelsrohren für Wasser- und Gasleitungen bis 6″ lichter Weite (E 1545,3), Flußeisen vorgesehen, das im Siemens-Martinofen oder Elektroofen erzeugt wird. Es wurde die Frage aufgeworfen, ob nicht auch Thomasflußeisen und Puddelschweißeisen für die Herstellung der Rohre in Betracht zu ziehen wäre. Es wurde davon abgesehen, weil diese beiden Eisensorten in Wirklichkeit kaum noch für Rohre verwendet werden. Für Handelsrohre, an die größere Anforderungen nicht gestellt werden, sind hinsichtlich der Herstellungsart des Werkstoffes keine Vorschriften gegeben.

Zu den Entwürfen ist noch zu bemerken:

E 1545 Sonderbestimmung zu 1.

Prüfung und Abnahme

Zugversuche. Die Probestäbe für Zugversuche sollen nach der Formel $l = 11{,}3\sqrt{F}$ angefertigt werden. Nach dieser Formel ergeben sich bei kleiner Meßlänge sehr kleine Querschnitte. Es ist angeregt worden, zu erwägen, ob nicht auch für Rohre der Kurzstab nach der Formel $l = 5{,}65\sqrt{F}$ zuzulassen ist.

Wasserdruckversuch. Die Vorschrift lautet: „Alle Rohre sind einem Wasserdruck in Höhe des 1½fachen Betriebsdruckes, oder dem in DIN 1851 etwa vorgeschriebenen höheren Probedruck, mindestens aber einem Druck von 40 kg/cm², zu unterziehen.“ Der unterstrichene Zwischensatz ist neu. Die Dinorm 1851 des Fachausschusses für Rohrleitungen enthält eine Tabelle der vorgeschriebenen Probedrücke für eine Reihe von Druckstufen. Den dort geforderten Probedrücken wird die Vorschrift: „1½facher Betriebsdruck, mindestens aber 40 kg/cm²“ gerecht, mit Ausnahme der Dampfrohre D 32 (32 kg/cm² Betriebsdruck), für welche der 1½fache Betriebsdruck nur 48 kg/cm² Probedruck ergeben würde, während in der Tabelle 60 kg/cm² gefordert sind. Für Dampfrohre D 32 (32 kg/cm²) ist derselbe Probedruck gefordert, wie für Wasserrohre W 40 (40 kg/cm²), für die sich auch nach E 1545 ein Probedruck von 60 kg/cm² ergibt. Die Tabelle des Fachausschusses in E 1545 aufzunehmen, erscheint nicht zweck-

mäßig, weil die Bestimmungen in E 1545 einfacher sind und der Mindestprobedruck von 40 kg/cm² schon für die meisten Rohre ausreicht.

E 1549 Wandstärke

Es ist der Antrag gestellt, dem Satz: „Für die Wandstärken sind die Abweichungen für Bleche maßgebend (s. DIN 1543)" hinzuzufügen: „Die Schweißnaht darf stellenweise bis 10 % schwächer sein."

Prüfung und Abnahme. Es ist beantragt, noch die Bestimmung aufzunehmen: „Die Festigkeit der Schweißnaht soll mindestens 85 % der vorgeschriebenen Mindestfestigkeit des Bleches haben."

Über die Werkstoffnormen für Eisenbleche, die bekanntlich ebenfalls von der Gruppe IV des Werkstoffausschusses bearbeitet werden, und über den weiteren Fortgang der Arbeiten in der Gruppe IV ist folgendes zu berichten:

Die Beratungen über Bleche kamen schon in der Sitzung vom 20. Februar 1922 zu einem vorläufigen Abschluß, und die Entwürfe E 1541 bis 1544 wurden in der „Baunormung" (Der Bauingenieur) Heft 1 vom 15. Februar 1923 veröffentlicht. In der Form sollen noch einige Änderungen vorgenommen werden. Es ist z. B. vorgeschlagen, die Tabelle für Bleche unter 5 mm Dicke (E 1542) umzuarbeiten und die Nummern in umgekehrter Reihenfolge, entsprechend der sonstigen Gepflogenheit, von den kleineren zu den größeren Abmessungen fortschreitend, aufzuführen. Auch einige weitere Lagergrößen sollen hinzugefügt werden. Gütevorschriften sind nur für Baubleche gegeben, es ist aber Aussicht vorhanden, daß sie auch für Schiffsbleche maßgebend werden, wenn bei der dafür in Betracht kommenden Sorte II die Festigkeit auf 41 bis 50 kg statt 42 bis 50 kg festgesetzt wird.

Ein vielumstrittener Punkt bei den Beratungen und in Zuschriften war das Berechnungsgewicht für Bleche, das nach alter Praxis zu 8 kg für 1 m² Fläche und 1 mm Dicke angesetzt ist. Man hat als Rechnungsgewicht nicht das spezifische Gewicht von 7,85 genommen, sondern ein abgerundetes, weil der aus gemessener Dicke und Fläche sich ergebende Rauminhalt doch nie dem wirklichen entspricht. Infolge der Durchbiegung der Walzen sind die Bleche in der Mitte stets dicker als an den Seiten. Die genaue mittlere Dicke festzustellen, aus der dann mittels spezifischem Gewicht das genaue Gewicht der Blechtafel errechnet werden könnte, ist nicht möglich. Man kommt dem wirklichen Gewicht näher, wenn man die Blechdicke in der üblichen Weise mißt und mit dem Einheitsgewicht von 8 kg rechnet, als wenn man dieses zu 7,85 kg nimmt. Bei geschweißten Rohren, die aus Blechen hergestellt werden (E 1549), werden die Gewichte in derselben Weise berechnet wie bei Blechen.

In der Schwebe ist die Benennung des Werkstoffes. Es war bisher üblich, den Werkstoff mit niedrigem Kohlenstoffgehalt bzw. niedriger Festigkeit mit „Flußeisen", solchen mit höherem Kohlenstoffgehalt bzw. höherer Festigkeit mit „Stahl" zu bezeichnen. Die Unterscheidung ist willkürlich, eine bestimmte Grenze zwischen beiden läßt sich nicht festlegen. Es ist daher vorgeschlagen, die Benennung „Flußeisen" fallen zu lassen und beide Sorten mit „Stahl" zu bezeichnen. Es hieße also dann „Stahlbleche" statt „Eisenbleche" und „Stahlrohre" statt „Flußeisenrohre". Die Frage kann nur gemeinschaftlich mit den übrigen Gruppen des Werkstoffausschusses gelöst werden, da die Benennung selbstverständlich einheitlich sein muß. Vorläufig ist die Benennung „Flußeisen" beibehalten.

Für die endgültige Festsetzung der Werkstoffnormen für Bleche und Rohre ist noch eine Sitzung der Gruppe IV vorgesehen. Der Zeitpunkt läßt sich bei den bestehenden Verkehrsschwierigkeiten noch nicht bestimmen. Um die Herausgabe der Normen nicht weiter zu verzögern, wird dringend gebeten, Sonderwünsche zurückzustellen. Zweifellos sind die vorliegenden Entwürfe verbesserungsfähig, wesentlich ist aber, daß sie baldigst zur Anwendung und praktischen Erprobung kommen. Nach einiger Zeit mögen sie dann einer neuen Durchsicht unterzogen werden. Für besonders geartete Fälle besteht ja immer die Möglichkeit besonderer Vereinbarung zwischen Bezieher und Erzeuger.

Popp

Die Normenprüfstelle hat sich wiederholt mit den vorliegenden Entwürfen E 1545 und 1549 befaßt und Einwände erhoben, die aber auf ausdrücklichen Wunsch des zuständigen Redaktionsausschusses vorläufig keine Berücksichtigung gefunden haben. Die Einwände der Normenprüfstelle hätten eine abermalige Durchberatung bedingt und die Veröffentlichung verzögert. Da ja ohnehin nach dem Erscheinen der ersten Entwürfe eine Reihe von Einsprüchen zu erwarten sind, hat sich die Normenprüfstelle ausnahmsweise damit einverstanden erklärt, daß ihre Einwände erst während der Einspruchsfrist behandelt werden.

Die Normenprüfstelle richtet an alle Obmänner die Bitte, ihr für die Prüfung der einzelnen Blätter genügend Zeit einzuräumen und die Genehmigung zur Veröffentlichung erst nach Klärung beantragter Änderungen zu erteilen.

Die Normenprüfstelle.

Noch nicht endgültig

**Flußeisenrohre und Formstücke**
**Wassergas oder im Koksfeuer geschweißt**
**Abnahmebedingungen**
**Werkstoffe**

**DIN**
**ENTWURF 1**
**E 1549**

Werkstoff und Herstellung

Die Rohre sind aus gut schweißbarem Siemens-Martin-Flußeisen oder Elektro-Flußeisen herzustellen.

Formstücke

Rohrkrümmer werden hergestellt
bis 35° Winkel mit 1 Rundnaht
„ 60° „ „ 2 Rundnähten
„ 90° „ „ 3 „
über 90° „ „ entsprechend mehr Rundnähten.

Äußere Beschaffenheit

Für die Beschaffenheit der Bleche gilt DIN 1541.

Maßabweichungen

Durchmesser

a) für glatte Rohre (ohne Muffe) beträgt die Abweichung im Durchmesser $\pm 0{,}005\,d + 3$ mm. Auf Verlangen können diese Abweichungen an den Rohrenden, auf etwa 200 mm Länge gemessen, bis auf die Hälfte vermindert werden.

b) für Muffenrohre beträgt die Abweichung im Durchmesser
$+0{,}004\,d$ / $-0{,}005\,d$ } für das Spitzende
$+0{,}01\,d$ { für das Muffenende im Stemmhals gemessen.
Für den übrigen Teil des Rohres gelten die Bestimmungen für glatte Rohre.

c) Rundung. Mit Rücksicht auf die Durchfederung der Rohre ist ein Höchstunterschied zwischen dem größten und kleinsten Durchmesser nach der Formel

$$0{,}015\,d + \frac{30}{s} \text{ zulässig.}$$

d lichter Durchmesser, s Wandstärke in mm.

Länge

Auf Verlangen wird die Abweichung begrenzt
für Rohre bis 5 m auf ± 10 mm
„ „ über 5 „ 10 m „ ± 15 mm
„ „ „ 10 „ 15 m „ ± 20 mm
„ „ „ 15 „ ± 25 mm
für Muffenkrümmer
in den Schenkellängen auf ± 100 mm
in den Winkelabmessungen „ ± 2°
für Flanschenkrümmer
in den Schenkellängen auf ± 50 mm
in den Winkeln „ ± 2°

Für sonstige Formstücke unterliegen die Abweichungen besonderen Vereinbarungen.

Wandstärke

Für die Wandstärken sind die Abweichungen für Bleche maßgebend (s. DIN 1542 und 1543).

Gewichtsabweichungen

Gewichtsabweichungen sind gestattet im Rahmen der zulässigen Abweichungen der zugehörigen Bleche (s. DIN 1542 und 1543).

Bei Formstücken beträgt die Abweichung gegenüber dem errechneten Gewicht ± 25 %.

Für die Berechnung des Gewichts aus den vorgeschriebenen Nennmaßen wird ein Einheitsgewicht von 8 kg für 1 m² Fläche von 1 mm Stärke angenommen.

Prüfung und Abnahme

Zugversuche werden im allgemeinen mit den für die Herstellung der Rohre bestimmten Blechen vorgenommen. Falls Probestücke von fertigen Rohren entnommen werden, gehen die Kosten für die Wiederherstellung der Rohre zu Lasten des Bestellers. Genügen diese Proben nicht, so sind weitere auf Kosten des Lieferers vorzunehmen.

Im allgemeinen soll jedoch nicht mehr als ½ % der Gesamtzahl der geraden Rohre zu Versuchen verwendet werden. Von Formstücken werden Zugversuche nicht gemacht.

Rohre, die sich bei dem Wasserdruckversuch als undicht erweisen, werden nach dem Nachschweißen einem nochmaligen Druckversuche unterworfen.

Festigkeitsbedingungen

Falls nicht ausdrücklich andere Vereinbarungen getroffen sind, werden die Rohre auf das 1½fache des Betriebsdruckes abgepreßt, und zwar einmal während 5 Minuten unter gleichzeitigem Abhämmern mit Handhammer.

29. September 1923.

| Noch nicht endgültig<br>**Schienen- und Zungenschienen**<br>für Haupt- und Nebenbahnen<br>Abnahmebedingungen<br>Werkstoffe | **DIN**<br>ENTWURF 1<br>E 1600 |
|---|---|

### I. Art und Eigenschaften

Herstellung

Die Schienen sind aus Stahl zu walzen. Das Herstellungsverfahren des Stahls ist im Angebot anzugeben.

Kennzeichnung

Jede Schiene muß auf dem Stege das Werkzeichen und die Jahreszahl der Walzung in erhabener Form tragen. Statt des Jahres der Walzung kann eine andere Jahreszahl vereinbart werden. Außerdem ist jedes Stück mit der Nummer der Schmelzung zu versehen, aus der es herrührt.

Äußere Beschaffenheit

Die Schienen dürfen nicht windschief sein.

Die Schienen dürfen keine Risse, Brandlöcher, Walznähte oder sonstige Fehler haben. Verkitten oder Zuhämmern von Rissen und ähnliche Nacharbeiten zum Verdecken von Fehlern sind verboten. Walzsplitter und Schalen sind an den Lauf-, Laschenanlage- und unteren Fußflächen nicht zulässig. Sie dürfen an anderen Stellen bis zu 1 mm stark sein und müssen weggemeißelt werden.

An den Enden dürfen die Schienen nur mittels spanabhebender Werkzeuge bearbeitet werden. Die Stirnflächen müssen rechtwinklig zur Längsachse der Schienen stehen. Die Schnittränder sind zur Beseitigung des Grates leicht abzufasen.

Die in der Bestellzeichnung geforderten Löcher sind zu bohren und zu entgraten.

### II. Abweichungen

Querschnitt

Das Profil ist bei Bestellung anzugeben. In der Fußbreite sind Abweichungen bis ± 1 mm, in der Höhe und in den übrigen Abmessungen bis ± 0,5 mm gestattet. Abweichungen in der Neigung der Laschenanlageflächen sind unzulässig.

Längen

Die Längen sind bei Bestellung vorzuschreiben. 5% der Gesamtmenge der Schienen dürfen in kleineren Längen geliefert werden. Darüber hinaus sind besondere Vereinbarungen zu treffen.

Zungenschienen sind nur in den vorgeschriebenen Längen zu liefern.

Bei Längen bis zu 9 m sind ± 2 mm Abweichung, bei Längen über 9 m ± 3 mm gestattet.

Lage und Größe der Löcher

Abweichungen von der auf der Bestellzeichnung vorgeschriebenen Lage und Größe der Löcher sind bis ± 1 mm gestattet.

Gewicht

Sofern nicht das errechnete Sollgewicht feststeht, wird das Regelgewicht durch Abwiegen von 50 Stück genau gewalzter Schienen festgestellt. Als Durchschnittsgewicht gilt das aus 5% der Liefermenge ermittelte Gewicht.

Das Durchschnittsgewicht darf höchstens 3% größer oder 2% kleiner als das Soll- oder Regelgewicht sein.

### III. Werkstoffprüfung

Schlagversuch

Der Schlagversuch wird im Regelschlagwerke ausgeführt. Die Freilage des Versuchsstückes beträgt 1 m. Die Schlagleistung soll bei Schienen im Metergewicht von 30 kg und mehr nur für den ersten Schlag 3 000 mkg, und für die folgenden 1 500 mkg betragen.

Bei den weiteren Schienen wird mit gleichen Schlagleistungen geschlagen, bis die festgesetzte Durchbiegung erreicht ist.

Schlagleistung
bei Schienen im Metergewicht von 24 bis 30 kg . . . 1 500 mkg
„ „ „ „ 20 „ 24 „ . . . 1 000 „
„ „ „ „ 16 „ 20 „ . . . 750 „

Der letzte Schlag kann der zu erreichenden Durchbiegung entsprechend mit kleinerem Schlagmoment ausgeführt werden.

Bei etwa einem Drittel der Proben ist zur Feststellung des Gefüges der Schlag bis zum Bruch fortzusetzen. Nötigenfalls ist der Fuß einzukerben. Bei Schienen mit Regelquerschnitten bis etwa 140 mm Höhe soll die Durchbiegung mindestens 100 mm betragen. Bei Normal- und Zungenschienen soll unter den gleichen Prüfungsbedingungen die Durchbiegung mindestens 130 mm betragen, ohne daß die Schienen brechen oder sonstige Mängel zeigen.

Für Schienen oder Zungenschienen mit außergewöhnlichen Querschnitten und Festigkeiten sind für den Schlagversuch besondere Bedingungen zu vereinbaren.

Zugversuch nach DIN 1583 mit kurzem Normalstab (100 mm Meßlänge, 20 mm Durchmesser). Festigkeit mindestens 60 kg/mm².

Kugeldruckversuch

An Stelle des Zugversuchs kann auch der Kugeldruckversuch nach Brinell nach DIN 1584 treten. Härte H mindestens 167 kg/mm².

### IV. Abnahme

Probeentnahme

Der Abnehmer kann von je 200 Schienen oder einer Teillieferung von geringerer Stückzahl eine Schiene zur Prüfung auswählen.

Falls sich unter den Schienen eine mit geringen Fehlern (Schönheitsfehlern) befindet, kann diese zu Versuchen verwendet werden. Es werden Stücke von 1,3 m Länge abgeschnitten, die keine Löcher oder Einklinkungen haben. Mit diesen Probestücken werden zunächst Schlagversuche ausgeführt. Aus den durch Schlag geprüften Stücken werden aus der Mitte des Schienenkopfes, und zwar aus den am wenigsten verbogenen Teilen, Stäbe für den Zugversuch kalt herausgearbeitet.

Abnahmeprüfung

Die Abnahmeprüfung erfolgt auf dem liefernden Werke, falls nicht anderes vereinbart wird.

Vor der Abnahme übergibt das Hüttenwerk dem Abnahmebeamten ein Verzeichnis der gewalzten Schienen mit dem Tage der Walzung und den Nummern der Schmelzungen, aus denen die Schienen hergestellt sind. Der Abnahmebeamte bestimmt eine Schiene einer bestimmten Schmelzung zu Versuchszwecken.

Genügt eine Werkstoffprüfung nicht, so wird die dazugehörige Schmelzung aus der Teilmenge abgesondert. Ihre Abnahme hängt von dem Ausfall zweier Ersatzproben ab, die beide genügen müssen. Genügt eine nicht, so ist die Schmelzung zu verwerfen. Von dem Rest der Teilmenge, die gegebenenfalls auf 200 Stück ergänzt werden kann, wird eine neue Probe genommen.

Entsprechen die äußere Beschaffenheit und die Maßabweichungen der Teilmenge nicht den Anforderungen, kann die Abnahme abgelehnt werden.

## Mitteilungen der Geschäftstelle

### Beiratsitzung am 1. Dezember 1923.

Die diesjährige Beiratsitzung des NDI findet am Sonnabend, den 1. Dezember 1923, vormittags 9 Uhr im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Sommerstr. 4a, statt.

Außer der Eröffnungsansprache durch den Herrn Vorsitzenden sind folgende Vorträge geplant:

1. Fünf Jahre Normung
2. Die internationale Normenarbeit
3. Die Normung im Rohrleitungsbau
4. Werkstoffnormung
5. Die Hochbaunormen in der Praxis
6. Einführung der Normen in die Praxis.

Im Anschluß daran: Kritik, Wünsche und Anregungen der Beiratsmitglieder. Die Namen der Vortragenden werden bekanntgegeben, sobald sich die hierfür ausersehenen Herren zur Übernahme der Referate bereiterklärt haben.

# DIE BAUNORMUNG

## Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

2. Jahrgang | 15. November 1923 | Nr. 11/12

INHALT:



# VORSCHLAG EINER GEBRAUCHSFORMEL FÜR KNICKUNG UND ERÖRTERUNGEN IM ANSCHLUSS AN DIE BERATUNGEN DES KNICKAUSSCHUSSES.

*Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler.*

***Übersicht.*** Unter Zugrundelegung der bisherigen Beschlüsse des Knickausschusses wird eine Gebrauchsformel von der bekannten Form $F = \alpha P + \beta l^2$ streng hergeleitet. Gegenüber den Faustformeln gleicher Bauart von Möricke bietet sie den Vorteil, daß sie nur einen veränderlichen Profilwert $F : i^2 = F^2 : J$ enthält, der ohne besondere Profiltabellen aus den Querschnittswerten der Taschenbücher entnommen werden kann.

Wie aus dem von mir erstatteten Bericht des Knickausschusses im Arbeitsausschuß zur Vereinheitlichung Technischer Baupolizeibestimmungen (E. T. B.) über die Sitzung am 6. Dezember 1922 in Dresden hervorgeht (s. Bauingenieur 1923, Heft 17 Bauuormung), besteht allgemein das Bedürfnis nach einer einfachen Gebrauchsformel für den Nachweis der Knicksicherheit eiserner Tragwerke, besonders für die zahlreichen und alltäglichen Anwendungsfälle im Hochbau. Die Berechnungsvorschriften der Reichsbahn[1]) brachten dank der einigenden Tätigkeit von Ministerialrat Dr.-Ing. Schaper die längst ersehnte Einheitlichkeit für die Berechnung der Knicksicherheit eiserner Eisenbahnbrücken. Sie brachen endlich mit dem Grundsatz, die Eulergleichung auch im unelastischen Bereich aufrecht zu erhalten. Diese vorzüglichen Vorschriften leiden aber unter der Häufung von Tabellen. Solche Zahlenzusammenstellungen sind wohl zweckmäßig für die Berechnung der Momente und

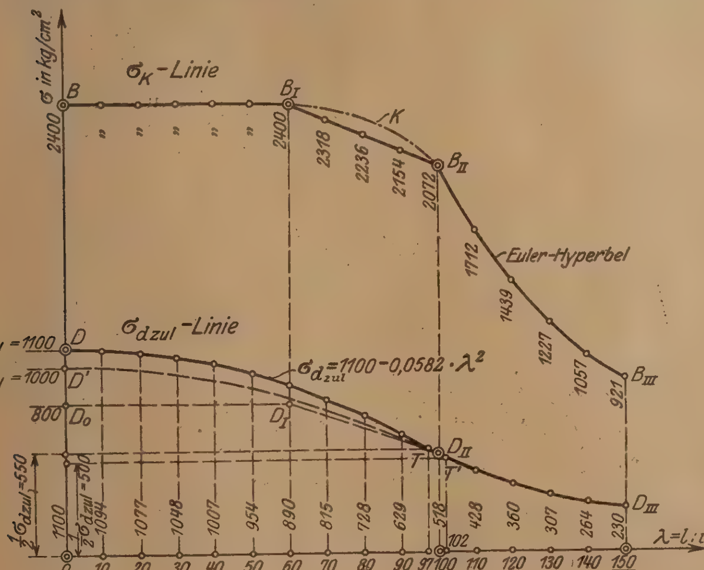



Abb. 1.

Querkräfte bei bestimmten Lastenzügen, dagegen weniger geeignet zum Ausdruck von Gesetzmäßigkeiten, wie wir sie den Festigkeitseigenschaften unserer Baustoffe zugrunde legen. Eine einfache Gebrauchsformel wie z. B. die Eulerformel bietet zweifellos den Vorteil, daß sie das Gesetz in der knappsten Form der analytischen Funktion darstellt und die Abhängigkeit der Größen von einander klar erkennen läßt. Sobald der

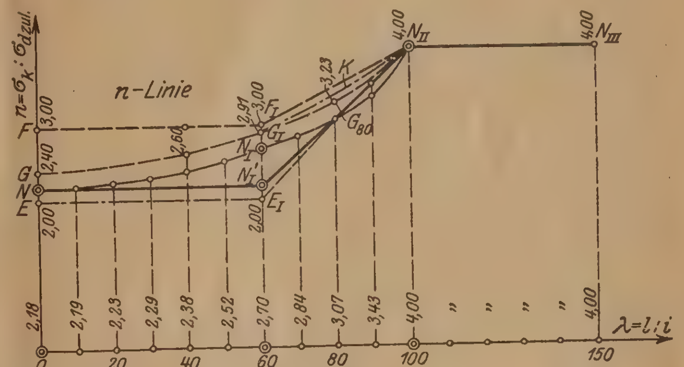



Abb. 2.

Ingenieur sie einmal erfaßt hat, geht sie in seinen eisernen Bestand über, so daß er sie unabhängig von gewichtigen und heutzutage kostspieligen Tabellenwerken jederzeit und an jedem Orte benutzen kann. Gerade die Rücksicht auf unsere zahlreichen Baupolizeibeamten, die derartige Knickberechnungen von eisernen Hochbauten zu prüfen haben, veranlaßt uns, ihnen eine möglichst einfache Gebrauchsformel auch für den unelastischen Bereich darzubieten und sie nicht mit neuen geisttötenden Tabellen zu belasten.

Aus diesen Gründen wurde vom Verfasser auf der genannten Sitzung des Knickausschusses ausführlich über die zweckmäßige Faustformel von Möricke, Stuttgart, $F = \alpha P + \beta l^2$ berichtet, die mit der Parabelformel von J. B. Johnson und von Ostenfeld (1898 und 1902, vgl. Taschenbuch für Bauingenieure 1921, S. 199) übereinstimmt. Da eine Herleitung der Beiwerte $\alpha$ und $\beta$ in den Veröffentlichungen von Möricke nicht gegeben war, wurde der Verfasser beauftragt, dem Knickausschuß die Herleitung einer solchen Gebrauchsformel vorzulegen. Dies soll im folgenden kurz geschehen, zugleich aber auch auf einige Bedenken hingewiesen werden, die bei der Durcharbeitung des Stoffes aufgetaucht sind, und die zu einigen ergänzenden Anregungen für die nächste Beratung führen. Da die bisherigen Beschlüsse des Knickausschusses erfreulicherweise eine feste Grundlage bilden, seien diese zunächst vorausgeschickt.

1. Die Grundlagen nach den Beschlüssen des Unterausschusses vom 6. XII. 22: Für die Knickberechnung sind bekanntlich 3 Linien von Bedeutung:

1. Die Linie der Bruchlast $P_k$ oder der Bruchspannung $\sigma_k$ ($\sigma_k$-Linie) (Abb. 1),
2. die Linie der Knicksicherheit n (n-Linie) (Abb. 2),
3. die Linie der zulässigen Belastung P oder der zulässigen Druckspannung $\sigma_{d_{zul}}$ ($\sigma_{d_{zul}}$-Linie) (Abb. 1).

[1]) Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken (Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1922).

Werden zwei dieser Linien beliebig gewählt, so ist die dritte durch die Beziehung

$$\sigma_{d_{zul}} = \sigma_k : n$$

zwangläufig festgelegt.

Bei den bisherigen Beratungen des Unterausschusses wurde von der Bruchlinie, also der $\sigma_k$-Linie (Abb. 1) ausgegangen, die durch Knickversuche gefunden werden kann. Sodann wurde die Linie der Knicksicherheit n vereinbart. Daraus erhält man rechnerisch zwangläufig die zulässige Druckspannung $\sigma_{d_{zul}} = \sigma_k : n$. Die Ordinaten der drei Linien (s. Abb. 1 u. 2) sind in Übersicht I nochmals zusammengestellt.

Übersicht I.

| $\lambda = l:i =$ | unelastischer Bereich | | | | elastischer Bereich | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0 bis einschließlich 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 110 | 120 | 130 | 140 | 150 | > 150 |
| 1. $\sigma_k$-Linie, $\sigma_k =$ . . . | Streckgrenze | geradlinig eingeschaltet | | | Eulerhyperbel beibehalten $\sigma_k = \pi^2 \cdot 2\,100\,000 \cdot \frac{1}{\lambda^2}$ | | | | | | Stäbe größerer Schlankheit sind untersagt. |
| | Für Flußeisen 2400 | 2318 | 2236 | 2154 | 2072 | 1712 | 1439 | 1227 | 1057 | 921 | |
| 2. n-Linie, n = . . . . . | 3,0 | 3,25 | 3,50 | 3,75 | 4,0 | | | | | | |
| 3. $\sigma_{d_{zul}}$-Linie, $\sigma_{d_{zul}} =$ | 800 | 713 | 639 | 574 | 518 | 428 | 360 | 307 | 264 | 230 | |

Endlich wurde aber noch die zulässige Druckspannung in Verbindung mit den bisher vorgesehenen zulässigen Zugspannungen (s. Entwurf Din E 1050) festgelegt, und zwar für die dort gewählten drei Belastungsfälle (s. Übersicht II). Darin bedeuten:

Belastungsfall I (Berücksichtigung von ständiger Last, Verkehrslast und Schneelast sowie Bremswirkung oder Schrägzug von nur 1 Kran);

Belastungsfall II (neben den unter I genannten Lasten Berücksichtigung von Wind, Wärmeschwankungen und Schrägzug von mehr als 1 Kran);

Belastungsfall III (Belastungen nach II bei einer den strengsten Anforderungen genügenden Berechnung, Durchbildung und Ausführung bei Dächern, Hallen und hallenartigen Gebäuden unter Zugrundelegung der in Dinorm 1000 festgesetzten Abnahme- und Lieferungsbedingungen.)

Übersicht II.

| Belastungsfall | I | II | III |
|---|---|---|---|
| Zulässige Zugspannung $\sigma_{zul} =$ . . | 1200 | 1400 | 1600 kg/cm² |
| Zulässige Druckspannung $\sigma_{d_{zul}} =$ | 1100 | 1280 | 1280 kg/cm² |
| Verhältnis $\sigma_{zul} : \sigma_{d_{zul}} =$ . . . . . | rd. 1,1 | 1,1 | — |

Da man über den Wert $\sigma_{d_{zul}} = 1280$ kg/cm² mit Rücksicht auf die Knickgefahr nicht hinausgehen wollte, wurde auch für den Belastungsfall III der gleiche Wert 1280 wie für II gewählt.

Bei der eingehenderen Durcharbeitung zeigt sich nun jedoch noch folgende Unstimmigkeit, die in der nächsten Sitzung des Knickausschusses beseitigt werden muß. Für $\lambda = 0$ ist nach Übersicht I $\sigma_k = 2400$ kg/cm², $n = 3$ und $\sigma_{d_{zul}} = 800$ kg/cm². Nach Übersicht II ist aber $\sigma_{d_{zul}} = 1100$ kg/cm², so daß man für $\sigma_k = 2400$ kg/cm² hier $n = \frac{2400}{1100} = 2{,}18$ erhält. Da aber ein Sprung der n-Linie (Abb. 2) nach dem Linienzug $NFF_I$ und der Linie für $\sigma_{d_{zul}}$ (Abb. 1) nach dem Linienzug $DD_0D_I$ nicht vertreten werden kann, setzen wir voraus, daß in der nächsten Sitzung des Unterausschusses ein zweckmäßiger Ausgleich gefunden wird, und halten uns daher zunächst an die Linie $FF_IN_{II}$ in Abb. 2 nicht gebunden. Die folgende Berechnung kann aber auch ohne weiteres etwaigen anderen Beschlüssen des Knickausschusses angepaßt werden.

2. Zusammenhang zwischen der Gebrauchsformel und der Gleichung für $\sigma_{d_{zul}}$.

Teilt man die Parabelformel

(1) $$F = \alpha P + \beta l^2,$$

die die Gleichung einer zur lotrechten Koordinatenachse symmetrischen Parabel darstellt, beiderseits durch F, so ergibt sich:

$$1 = \alpha \frac{P}{F} + \beta \frac{l^2 i^2}{F i^2}$$

und für $\frac{P}{F} = \sigma_{d_{zul}}$, $\frac{l}{i} = \lambda$ und $\frac{F}{i^2} = k$:

$$\sigma_{d_{zul}} = \frac{1}{\alpha} - \frac{\beta}{\alpha k} \lambda^2.$$

Führt man zur Abkürzung

(2) $$\frac{1}{\alpha} = \alpha' \text{ und } \frac{\beta}{\alpha k} = \beta'$$

ein, so erhält man für die $\sigma_{d_{zul}}$-Linie die Parabelgleichung:

(3) $$\sigma_{d_{zul}} = \alpha' - \beta' \lambda^2.$$

Hieraus geht hervor, daß, wenn die Gebrauchsformel in der Parabelform (1) verwendet wird, sie unmittelbar zu einer Parabel für die Linie der zulässigen Druckspannungen (Gl. 3) führt. Besonders hervorgehoben sei hierbei, daß wir nunmehr die Parabel für die $\sigma_{d_{zul}}$-Linie festhalten wollen und nicht etwa, wie es sonst in der Regel geschehen ist, für die $\sigma_k$-Linie.

3. Die Grenzbedingungen zur Ermittelung der Beiwerte $\alpha'$ und $\beta'$:

I. Für $\lambda = 0$ möge $\sigma_{d_{zul}} = 1100$ kg/cm² werden. Somit folgt aus (3):

und aus (2): (4) $$\begin{cases} \alpha' = 1100 \text{ kg/cm}^2 \\ \alpha = \frac{1}{1100} \end{cases}$$

II. Für $\lambda = 100$ möge unsere Parabel den entsprechenden Punkt der Eulerhyperbel treffen. Nach Euler ist die Knicklast

$$P_k = \pi^2 \frac{EJ}{l^2} \quad \text{oder} \quad \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \text{oder}$$

(5) $$\sigma_{d_{zul}} = \sigma_k : n = \frac{\pi^2}{n} \cdot \frac{E}{\lambda^2} = \frac{C}{\lambda^2}.$$

wobei für $n = 4$ der Festwert

(5a) $$C = \frac{\pi^2}{4} E = \frac{9{,}87 \cdot 2\,100\,000}{4} = 518 \cdot 10^4$$

ist[2]). Nach (5) wird also für $\lambda = 100$:

(6) $$\sigma_{d_{zul}} = \frac{C}{\lambda^2} = \frac{518 \cdot 10^4}{100^2} = 518 \text{ kg/cm}^2$$

Die zweite Grenzbedingung besteht also darin, daß Gl. (3) von $\lambda = 100$ und $\sigma_{d_{zul}} = 518$ kg/cm² erfüllt wird, daß also

$$518 = \alpha' - \beta' \cdot 100^2$$

[2]) Hier ist $E = 2\,100\,000$ kg/cm² eingesetzt worden, während in den Reichsbahnvorschriften der nach meinen Versuchserfahrungen für Flußeisen zu große Wert $E = 2\,150\,000$ kg/cm² angenommen wurde.

und nach (4):

$$\beta' = \frac{1100 - 518}{100^2} = 0{,}0582$$

wird oder nach (2):

$$(7) \qquad \beta = \alpha \, \beta' \, k = \frac{0{,}0582}{1100} \, k = 0{,}000\,052\,91 \, k = \frac{k}{18\,900}$$

Nach (3), (4) und (7) ist somit die gesuchte Parabel, die durch die beiden Punkte $\lambda = 0$, $\sigma_{d_{zul}} = 1100$ kg/cm² und $\lambda = 100$, $\sigma_{d_{zul}} = 518$ kg/cm² (d. i. der Punkt der mit $n = 4$ reduzierten Eulerhyperbel) geht,

$$(8) \qquad \sigma_{d_{zul}} = 1100 - 0{,}0582 \, \lambda^2$$

und die Gebrauchsformel nach (1), (4) und (7)

$$F = \frac{P}{1100} + \frac{k \, l^2}{18\,900}.$$

Hierbei sind P in kg und l in cm einzusetzen. Wird dagegen P in t und l in m eingeführt, während F sich nach wie vor in cm² ergibt, so lautet die Gleichung:

$$(9) \qquad F = \frac{P}{1{,}1} + \frac{k}{1{,}89} \, l^2$$

Hierin bedeutet das erste Glied $\frac{P}{\sigma_{d_{zul}}} = F_0$ den Stabquerschnitt, der für reinen Druck erforderlich ist und der daher bei Knickung um so größer bemessen werden muß, je größer die Knicklänge l und der Profilfestwert k ist. Die nach (8) ermittelten Ordinaten der Parabelgleichung sind in Abb. 1 als $\sigma_{d_{zul}}$-Linie eingeschrieben und aufgetragen.

4. Der Berührungspunkt der Parabel und der Eulerhyperbel. Der Verlauf unserer Parabel in Abb. 1 zeigt bereits, daß sie nahezu stetig in die Eulerhyperbel übergeht. Hält man den Punkt D mit den Koordinaten $\lambda = 0$, $\sigma_{d_{zul}} = 1100$ kg/cm² als erste Grenzbedingung fest und setzt an Stelle der Grenzbedingung II nunmehr eine Bedingung IIa, nach der die Tangente an die Parabel und an die Eulerhyperbel an dem gesuchten Übergangspunkte die gleiche Neigung haben sollen, so erhält man aus der Gleichung (6) der Eulerhyperbel als Tangentenneigung $\frac{d \, \sigma_{d_{zul}}}{d \lambda} = -\frac{2 \, C}{\lambda^3}$ und aus der Gleichung (3) der Parabel $\frac{d \, \sigma_{d_{zul}}}{d \lambda} = -2 \, \beta'' \lambda$ und somit die Grenzbedingung IIa:

$$-\frac{2 \, C}{\lambda^3} = -2 \, \beta'' \lambda$$

oder

$$(10) \qquad \beta'' = \frac{C}{\lambda^4}$$

Hierbei ist in Gleichung (3) $\beta''$ an Stelle von $\beta'$ eingeführt worden, weil zwar die erste Grenzbedingung, also nach (4) $\alpha' = 1100$ kg/cm² erhalten bleibt, nicht aber die Grenzbedingung II, d. h. $\beta'$. Folglich lautet die Parabel-Gleichung (3):

$$(11a) \qquad \sigma_{d_{zul}} = \alpha' - \beta'' \lambda^2$$

oder nach (10):

$$(11) \qquad \sigma_{d_{zul}} = \alpha' - \frac{C}{\lambda^2}$$

Setzt man nach der Hyperbelgleichung (6) $\sigma_{d_{zul}} = \frac{C}{\lambda^2}$ ein, so erhält man $\sigma_{d_{zul}} = \alpha' - \sigma_{d_{zul}}$, also

$$(12) \qquad \sigma_{d_{zul}} = \frac{\alpha'}{2} = \frac{1100}{2} = 550 \text{ kg/cm}^2$$

Die zugehörige Abszisse findet man aus (6) und (5a) zu

$$\lambda = \frac{C}{\sigma_{d_{zul}}} = \frac{518 \cdot 10^4}{550} = 97$$

und folglich nach (10):

$$(13) \qquad \beta'' = \frac{C}{\lambda^4} = \frac{518 \cdot 10^4}{97^4} = 0{,}0584$$

Somit lautet die Gleichung der neuen Parabel, die wir Berührungsparabel nennen wollen, nach (11), (4) und (13):

$$(14) \qquad \sigma_{d_{zul}} = 1100 - 0{,}0584 \, \lambda^2$$

Diese Berührungsparabel (14) hat die besondere Eigenschaft, daß nach (12) ihr Berührungspunkt mit der Eulerhyperbel einfach durch Halbieren der Ursprungsordinate $\alpha' = \sigma_{d_{zul}} = 1100$ kg/cm² gefunden werden kann (s. Abb. 1)[3]). Ihre Ordinaten weichen von denen der Parabel nach Gleichung (8) nur um höchstens 1‰ ab. Die hier zugrunde gelegte Parabel nach (8) geht also mit hinreichender Genauigkeit stetig in die Eulerhyperbel über.

5. Die Linie der Knicksicherheit (n-Linie). Bei der Festlegung der Reichsbahnvorschriften und bei den bisherigen Beratungen unseres Knickausschusses wurden die $\sigma_k$-Linie und die n-Linie in bestimmter Weise angenommen, während sich die $\sigma_{d_{zul}}$-Linie zwangläufig ergab. Im Gegensatz hierzu gehen wir von der $\sigma_{d_{zul}}$-Linie aus, um eine einfache Gebrauchsformel zu erhalten, außerdem von der $\sigma_k$-Linie, wie sie vom Knickausschuß angenommen ist, und haben nunmehr noch festzustellen, welche Knicksicherheit $n = \sigma_k : \sigma_{d_{zul}}$ sich hiernach errechnet, welche Gestalt also die n-Linie zwangläufig annimmt. Aus den eingeschriebenen Ordinaten für $\sigma_k$ und $\sigma_{d_{zul}}$ der Abb. 1 berechnen sich hiernach folgende Werte für $n = \sigma_k : \sigma_{d_{zul}}$:

Übersicht III.

| $\lambda = 0$ | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $n = 2{,}18$ | 2,19 | 2,23 | 2,29 | 2,38 | 2,52 | 2,70 | 2,84 | 3,07 | 3,43 | 4,0 |

Im ersten Bereiche für $0 < \lambda < 60$ ist $n = \frac{\sigma_k}{\sigma_{d_{zul}}} = \frac{2400}{1100 - 0{,}0582 \, \lambda^2}$, also die n-Linie eine kubische Hyperbel (ganz ähnlich wie die Eulerhyperbel), ebenso im zweiten Bereiche für $60 < \lambda < 100$, nur mit veränderten Festwerten, da die $\sigma_k$-Linie von der Form $\sigma_k = A - B \, \lambda$ ist, so daß zwischen beiden Hyperbelästen im Punkt $N_I$ ($\lambda = 60$) ein allerdings nur geringfügiger Knick entsteht. Um die unter 1) dargelegte, noch bestehende Lücke in den Beratungen des Knickausschusses auszufüllen, mögen zunächst die Bestimmungen der Reichsbahnvorschriften, die vielfach den Ausgangspunkt bei den Beratungen des Ausschusses bildeten, angeführt werden. Nach diesen Vorschriften ist im ersten Bereich $0 < \lambda < 60$ die Sicherheit $n = 2$, während $\sigma_k = 2400$ kg/cm² beträgt, so daß sich $\sigma_{d_{zul}} = \frac{2400}{2} = 1200$ kg/cm² ergibt. Für den Bereich der Eulerhyperbel ist die Sicherheit $n = 4$; im Zwischenbereich verläuft die Knicksicherheitslinie geradlinig ansteigend, so daß sie in Abb. 2 durch die Gerade $E E_I N_{II} N_{III}$ dargestellt ist. Bei den Beratungen des Knickausschusses wurde mit Recht darauf hingewiesen, daß bei Hochbauten eine höhere Sicherheit und zwar $n = 3$ vorgeschrieben werden sollte. Andererseits wurde aber als zulässige Druckbeanspruchung (für $\lambda = 0$) $\sigma_{d_{zul}} = 1100$ kg/cm² (s. Übersicht II) vereinbart, wonach sich die Sicherheit in diesem Ausgangspunkt zu $n = \frac{2400}{1100} = 2{,}18$

---

3) Die gleiche Eigenschaft hat Krohn (vgl. „Bautechnik" Berlin 1923, H. 25, Sonderdruck S. 66) für eine Parabel nachgewiesen, die als $\sigma_k$-Linie gewählt wird. Dann tritt die Streckgrenze an Stelle unseres Wertes $\sigma_{d_{zul}} = 1100$ kg/cm² und die Proportionalitätsgrenze an Stelle des Berührungspunktes mit der Eulerhyperbel. Krohn folgert hieraus mit Recht, daß eine solche Parabel für die Bruchlinie nur dann für einen Baustoff gewählt werden darf, wenn die Proportionalitätsgrenze halb so groß wie die Streckgrenze ist, was für Eisen bekanntlich nicht zutrifft. Damit scheidet die Möglichkeit aus, für die Bruchlinie eine solche Berührungsparabel zu wählen. Wir vermeiden diese Schwierigkeiten dadurch, daß wir die Parabel, die mit hinreichender Genauigkeit mit der Berührungsparabel zusammenfällt, für die Linie der zulässigen Druckspannungen zugrunde legen und den Zusammenhang mit der gegebenen Bruchlinie durch eine veränderliche Knicksicherheit herstellen.

ergeben würde. Einen annehmbaren Ausgleich dieser vorläufig noch widerstrebenden Forderungen erhalten wir, wenn wir die $\sigma_k$-Linie nach den Beschlüssen des Ausschusses beibehalten (die sich auch mit den Vorschriften der Reichsbahn deckt) und ihre Ordinaten durch die Ordinaten unserer Parabel für die $\sigma_{d_{zul}}$-$\lambda$-Linie (Gl. 8) teilen. Dann ergibt sich die soeben erörterte n-Linie $NN_IN_{II}$ in Abb. 2 mit den Ordinaten der Übersicht III. Diese aus der von uns vorgeschlagenen Gebrauchsformel hergeleitete Linie der Knicksicherheit hat gegenüber dem nach den Bestimmungen der Reichsbahn anzunehmenden Linienzug $NN_I'N_{II}N_{III}$ (Abb. 2) folgende beiden Vorteile. Der innerlich unberechtigte Knickpunkt bei $\lambda = 60$ wird durch die stetig ansteigende Linie $NN_IN_{II}$ vermieden. Vor allem aber wird die Knicksicherheit, die im ganzen ersten Bereich von $\lambda = 0$ bis $\lambda = 60$ nur $n = 2{,}18$ betragen würde, wesentlich erhöht, so daß sie in dem Bereiche der meist vorkommenden Knickstäbe, nämlich zwischen $\lambda = 40$ und $\lambda = 80$, folgende Werte annimmt: für $\lambda = 40$, $n = 2{,}4$, für $\lambda = 60$, $n = 2{,}7$ und für $\lambda = 80$, $n = 3{,}1$. Mit diesem Ergebnis würde der Auffassung des Knickausschusses, die Sicherheit im unelastischen Bereiche möglichst auf $n = 3$ zu erhöhen, Rechnung getragen werden.

Die sich aus unserer Gebrauchsformel zwangläufig ergebende Sicherheitslinie kann somit als durchaus annehmbar bezeichnet werden. Eine weitere, wenn auch geringfügige Verbesserung läßt sich durch den unter 8a angegebenen Vorschlag auf Grund der Kármánschen Versuchsergebnisse herbeiführen (s. Linie $N_IK'N_{II}$ der Abb. 6), eine wesentliche Verbesserung aber durch die Verbindung der beiden neuen Vorschläge 8a und 8b (s. Linie $GG_IK\,N_{II}$ der Abb. 2 und der Erörterungen unter 8).

6. Eine lineare Gebrauchsformel könnte man in folgender Weise begründen, wenn man die bisherigen Beschlüsse des Knickausschusses und die Grundgedanken der Reichsbahnvorschriften unberücksichtigt lassen würde.

Verbindet man in der Darstellung der $\sigma_{d_{zul}}$-Linie (Abb. 1 und 3) den Ausgangspunkt D mit dem Punkt $D_{II}$ der Eulerhyperbel geradlinig, so lautet die Gleichung dieser Geraden:

(15) $$\sigma_{d_{zul}} = 1100 - 5{,}82\,\lambda$$

Würde man nunmehr in Abb. 2 und 4 als n-Linie ebenfalls eine Gerade $NN_{II}$ mit der Gleichung

(16) $$n = 2{,}18 + 0{,}0182\,\lambda$$

annehmen, so würde man als Gleichung der $\sigma_k$-Linie

(17) $$\sigma_k = \sigma_{d_{zul}} \cdot n = (1100 - 5{,}82\,\lambda) \cdot (2{,}18 + 0{,}0182\,\lambda),$$

also die Gleichung einer Parabel erhalten, die

$$\text{für } \lambda = 0 \quad \sigma_k = 2400 \text{ kg/cm}^2$$
$$\text{und für } \lambda = 100 \quad \sigma_k = 518 \cdot 4{,}0 = 2072 \text{ kg/cm}^2$$

ergibt. Diese $\sigma_k$-Linie ist also eine Parabel, die in Abb. 3 durch die beiden Punkte B und $B_{II}$ geht, mit den Ordinaten der Übersicht IV.

Übersicht IV.

| $\lambda$ | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\sigma_{d_{zul}}$ | 1100 | 1042 | 984 | 925 | 867 | 809 | 751 | 693 | 634 | 576 | 518 |
| n | 2,18 | 2,36 | 2,54 | 2,73 | 2,91 | 3,09 | 3,27 | 3,45 | 3,64 | 3,82 | 4,00 |
| $\sigma_k$ | 2400 | 2460 | 2500 | 2520 | 2520 | 2500 | 2460 | 2390 | 2300 | 2200 | 2072 |

Diese Parabel $BB'_IB_{II}$ schmiegt sich dem Linienzuge $BB_IB_{II}$ einigermaßen genau an.

Eine noch günstigere Anpassung würde man durch die Linie $B_0B_{25}B_IB_{II}$ der Abb. 3 erhalten, die sich dann ergibt, wenn man die n-Gerade nicht durch den Punkt N, sondern durch N' mit der Ordinate $n = 2{,}0$ legt. Dabei könnte man anführen, daß der unter die Streckgrenze fallende Teil $B_0B_{25}$ deswegen bedeutungslos ist, weil Druckstäbe mit so geringer Schlankheit für Knickuntersuchungen kaum vorkommen, daß also an Stelle von $N_{25}N'$ die Linie $N_{25}N$ tritt.

Verlängert man in Abb. 3 diese $\sigma_{dzul}$-Linie bis zur Endordinate $\lambda = 150$, so sieht man, daß sie sogar die Eulerhyperbel hinreichend genau ausgleicht, so daß man sowohl

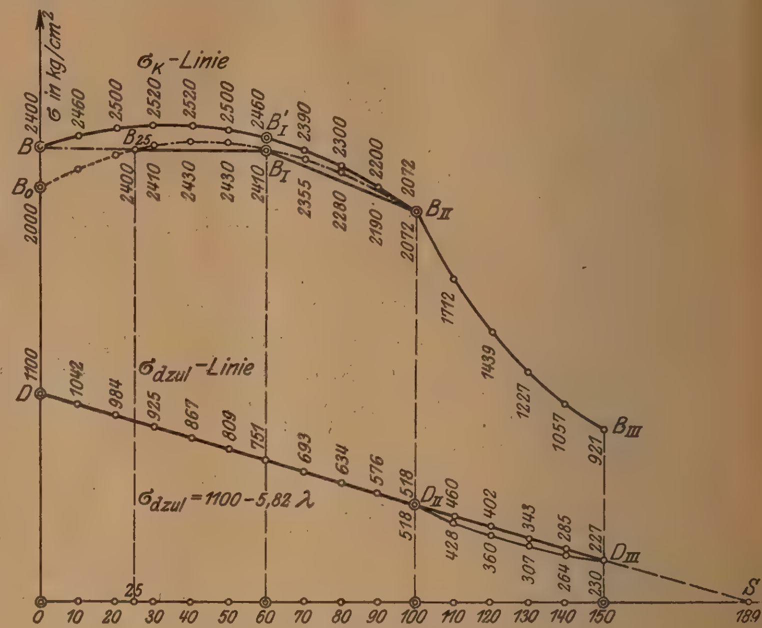



Abb. 3.

im unelastischen wie im elastischen Bereich mit einer einzigen Geradenformel auskommen würde.

Würde man diese Gerade noch weiter verlängern, so ergibt sie im Schnittpunkte S mit der $\lambda$-Achse $\sigma_{d_{zul}} = 0$ bei $\lambda = 189$,

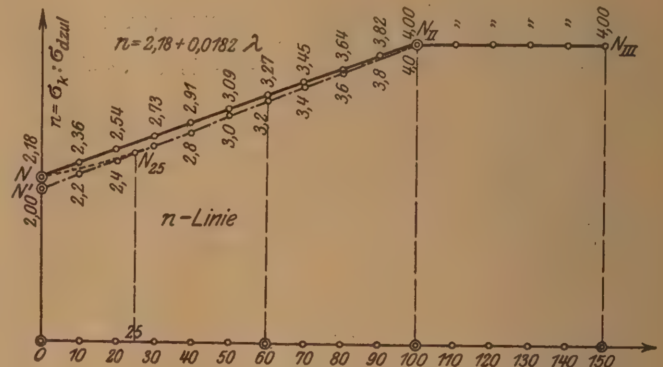



Abb. 4.

wodurch die Forderung, daß zu große Schlankheitsverhältnisse vermieden werden sollen, ohne weiteres erfüllt würde. Die zugehörige Gebrauchsformel erhält man aus Gleichung (15):

$$\sigma_{d_{zul}} = \frac{P}{F} = 1100 - 5{,}82\,\frac{l}{i}$$

nunmehr ebenfalls in der linearen Form:

$$F = \frac{P}{1100} + \frac{5{,}82}{1100}\,\frac{F}{i}\,l$$

Der Profilbeiwert ergibt sich dann zu $k' = \frac{F}{i}$, also als eine Länge.

Diese lineare Gebrauchsformel hat gegenüber der bisher erörterten Parabelformel folgende Nachteile.

Während in den Gleichungen der Eulerhyperbel und unserer Gebrauchsformel klar zum Ausdruck kommt, daß bei der Bemessung von Knickstäben das Quadrat der Knicklänge maßgebend ist, ist dies hier bei der alle Unterschiede ausgleichenden starren Geraden nicht der Fall. Von den führenden Wissenschaftlern, wie z. B. von Bach, wurde wiederholt betont, daß

mindestens vom pädagogischen Standpunkt aus diese Gesetzmäßigkeit auch in der Knickformel erscheinen sollte.

Praktisch bedeutsamer ist aber der zweite Nachteil, nämlich der des wiederholten Probierens bei der Querschnittsbemessung, der allen Gebrauchern der Tetmajergleichung wohl bekannt ist. In Übersicht V sind die Profilbeiwerte $k = \frac{F}{i^2}$ für die Parabelformel und $k' = \frac{F}{i}$ für die Geradenformel für einige Querschnitte einander gegenübergestellt.

Übersicht V.

| | ▨ (Quadrat) | ● (Kreis) | I NP 20 bis 40 | ⌐ı⌐ 80 bis 160 |
|---|---|---|---|---|
| $k = \frac{F}{i^2}$ | 12 | 4 | 9,6 bis 12,0 | 5,2 bis 4,4 |
| $k' = \frac{F}{i}$ | $a\sqrt{12}$ | $2\pi r$ | 17,9 bis 37,7 cm | 12,5 bis 21,3 cm |

Schon aus diesen wenigen Beispielen (vgl. auch Übersicht VII) ist ersichtlich, daß $k = \frac{F}{i^2}$ sich für die einfachen geometrischen Querschnitte als ein Zahlenfestwert ergibt, der für die gebräuchlichen Profile in verhältnismäßig engen Grenzen schwankt, worauf bereits Ostenfeld hingewiesen hat[4]), während $k' = \frac{F}{i}$ eine Länge darstellt und daher auch mit der Größe der Querschnittsabmessungen sich stark ändert.

Der Profilfestwert $k = \frac{F}{i^2}$ ist eine Querschnittsgröße, die den Baustoffbedarf des Druckstabes kennzeichnet, die wir als Profilwert bezeichnen können[5]).

Hiernach bietet die parabolische Gebrauchsformel den Vorteil, daß für gewisse Profilgruppen der Profilwert k zunächst als feste Zahl angesehen werden kann, z. B. für I NP 20 bis 30 $k = 9{,}8$ (s. Übersicht VII). Im allgemeinen wird bereits dieser Annäherungswert für k genügen, um die Knicksicherheit des auf Grund dieser Gebrauchsformel gewählten Querschnittes zu gewährleisten. Will man eine schärfere Nachprüfung vornehmen, so bilde man nach den bekannten Profiltabellen den Wert $k = \frac{F}{i^2}$ und bestimme den verbesserten Querschnitt F nach der Gebrauchsformel.

Dieses Verfahren würde bei einer linearen Gebrauchsformel in dieser Einfachheit nicht durchgeführt werden können, weil für $k' = \frac{F}{i}$ ein Festwert nicht anzugeben ist. Hieraus folgt, daß die parabolische Gebrauchsformel der linearen praktisch vorzuziehen ist. Erwähnt sei noch, daß sich, falls diese Vorschläge im Knickausschuß angenommen werden sollten, leicht eine ähnliche Übersicht der bei Knickberechnungen erforderlichen Querschnittswerte F, J, i für die im Hochbau üblichen Stabquerschnitte aufstellen ließe, wie sie Möricke im „Bauingenieur" 1922, S. 620 für den täglichen Gebrauch der Konstrukteure und Baupolizeibeamten vorgeschlagen hat. Der Vorteil, der mit unserem Vorschlag verbunden ist, besteht vor allem darin, daß wir nur eine einzige Gebrauchsformel für F haben, in der der veränderliche Profilwert $k = \frac{F}{i^2}$ auftritt. Dieser Festwert müßte für die einzelnen Profilgruppen der Zusammenstellung zweckmäßig beigefügt werden (vgl. z. B. Übersicht VII).

7. Anwendbarkeit der Gebrauchsformel mit Rücksicht auf künftige Versuchsergebnisse. Da bekanntlich zur Ermittelung der $\sigma_k$-Linie durch Knickversuche für die verschiedenen gebräuchlichen Querschnittsformen der Druckstäbe verhältnismäßig wenig zuverlässige Versuchswerte vorliegen und die Ergebnisse der großen Versuche des Deutschen Eisenbauverbandes noch ausstehen, könnte der Einwand erhoben werden, daß durch solche künftig zu erwartende Versuchswerte die Knicksicherheit im unelastischen Bereiche bei Anwendung unserer Gebrauchsformel unzulässig tief herabgesetzt würde. In Abb. 5 wurden daher für die $\sigma_k$-Linie zwischen den Punkten B und $B_{II}$ außer dem bisher zugrunde gelegten Linienzuge $BB_IB_{II}$ noch 4 Linien eingetragen, und zwar 2 Parabeln, eine Gerade und ein gebrochener Linienzug

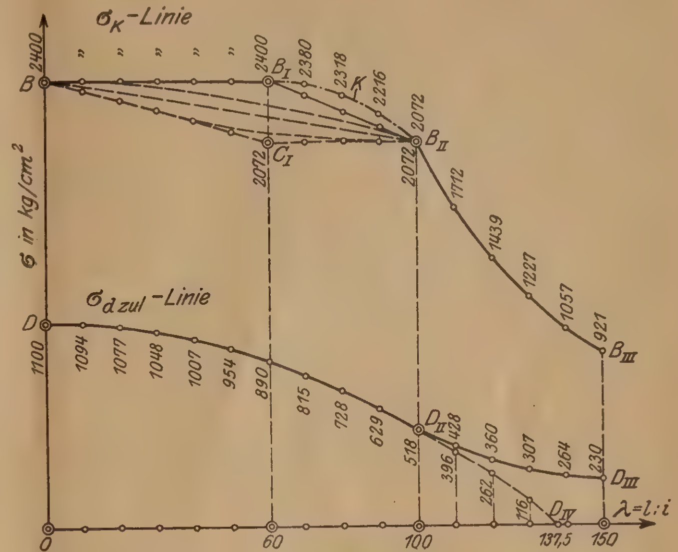


Abb. 5.

$BC_IB_{II}$. Mit diesen 4 Linien dürften nahezu alle Möglichkeiten erschöpft sein, die sich bei künftigen Knickversuchen mit einzelnen Profilgruppen ergeben würden. Betrachtet man nur

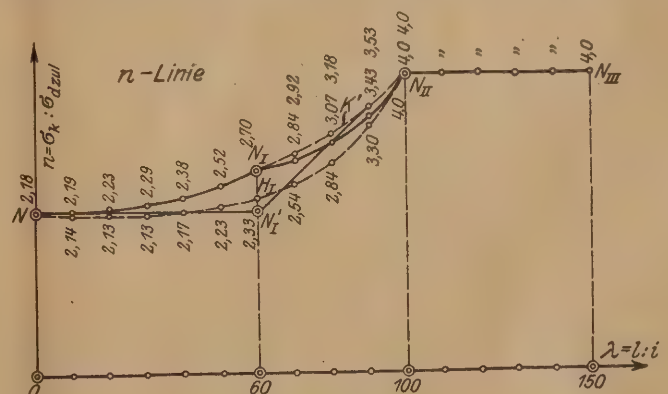


Abb. 6.

den äußerst ungünstigen Linienzug $BC_IB_{II}$ und teilt seine Ordinaten durch die unserer Gebrauchsformel, so erhält man die in Abb. 6 gestrichelte Linie der Knicksicherheit $NH_IN_{II}$, die selbst für diesen äußerst ungünstigen Fall immerhin noch eine ausreichende Knicksicherheit gewährleistet.

Nach diesen Darlegungen ist nicht anzunehmen, daß die Anwendbarkeit unserer Gebrauchsformel durch künftige Versuchsergebnisse grundsätzlich erschüttert wird.

8. Die sonstigen Vorschriften für Knickstäbe nach den Bestimmungen lassen sich, nachdem nunmehr die Grundlagen zur Ermittelung von F aus P und l gegeben sind, ebenfalls ohne Schwierigkeiten formulieren.

a) Für Belastungsfall II und III (vgl. Übersicht II) sowie für Flußstahl läßt sich die Gebrauchsformel sofort anschreiben, wenn wir sie zunächst nochmals in allgemeiner

---

4) Siehe die Zusammenstellung für $\beta = k$ im Taschenb. f. Bauing., 1921, S. 201.

5) Der von Möricke gewählte Ausdruck „Güteverhältnis" erscheint wenig zutreffend, weil die Güte gerade umgekehrt proportional $\frac{F}{i^2}$ ist. In den Taschenbüchern könnte man k auch als „Knickbeiwert" oder kurz „Knickwert" bezeichnen.

Form herleiten. Bezeichnet $\sigma_{d_0}$ die zulässige Druckfestigkeit für $\lambda = 0$, so ist wiederum die Aufgabe, in den beiden Gleichungen (3) $\sigma_{d_{zul}} = \alpha' - \beta' \lambda^2$ und (1) $F = \alpha P + \beta l^2$ die Beiwerte zu bestimmen. Die erste Grenzbedingung besteht darin, daß für $\lambda = 0$, $\sigma_{d_{zul}} = \sigma_{d_0}$ wird (Punkt D in Abb. 1), also in (3) $\alpha' = \sigma_{d_0}$, und die zweite Grenzbedingung, daß für $\lambda = 100$, $\sigma_{d_{zul}} = 518$ kg/cm² wird (Punkt $D_{II}$ der Eulerhyperbel), also nach (3):

$$\beta' = \frac{\alpha' - \sigma_{d_{zul}}}{\lambda^2} = \frac{\sigma_{d_0} - 518}{100^2}$$

Folglich erhält man als Gleichung (3):

$$\sigma_{d_{zul}} = \sigma_{d_0} - \frac{\sigma_{d_0} - 518}{100^2} \lambda^2 \tag{18}$$

Ferner ist nach (2) $\alpha = \frac{1}{\alpha'} = \frac{1}{\sigma_{d_0}}$ und

$$\beta = \alpha \beta' k = \left(\frac{1}{100^2} - \frac{518}{100^2 \sigma_{d_0}}\right) k.$$

Wird in (1) wiederum P in t und l in m eingeführt und ferner zur Abkürzung $\sigma^t_{d_0} = \frac{\sigma_{d_0}}{1000}$, so ist dann einzusetzen

$$\alpha = \frac{1}{\sigma^t_{d_0}} \text{ und } \beta = \left(1 - \frac{0{,}518}{\sigma^t_{d_0}}\right) k.$$

Folglich ist nach (1):

$$F = \frac{P}{\sigma^t_{d_0}} + \left(1 - \frac{0{,}518}{\sigma^t_{d_0}}\right) k\, l^2 \tag{19}$$

Zur Probe ergibt sich zunächst für den Belastungsfall I, also für $\sigma^t_{d_0} = 1{,}1$ t/cm² wiederum:

$$F = \frac{P}{1{,}1} + k\left(1 - \frac{0{,}518}{1{,}1}\right) l^2 = \frac{P}{1{,}1} + \frac{k}{1{,}89} l^2 \tag{20}$$

Ferner wird im Belastungsfall II und III nach Übersicht II für $\sigma^t_{d_0} = 1{,}28$ t/cm²:

$$F = \frac{P}{1{,}28} + k\left(1 - \frac{0{,}518}{1{,}28}\right) l^2 = \frac{P}{1{,}28} + \frac{k\, l^2}{1{,}68} \tag{21}$$

Für Flußstahl ist nach den Vorschriften der Reichsbahn allgemein die zulässige Beanspruchung $\sigma'_{zul} = \sigma_{zul} \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$, wenn $\sigma'_s$ die Fließgrenze des Flußstahles sowie $\sigma_s$ und $\sigma_{zul}$ die entsprechenden Werte für Flußeisen bedeuten. Demnach ergibt sich für Flußstahl $\sigma'_{d_0} = \sigma_{d_0} \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$. Dieser Wert ist an Stelle von $\sigma^t_{d_0}$ in (17) und (18) einzusetzen. Außerdem ist aber zu beachten, daß die Elastizitätszahl für Baustahl zu E = 2200 t/cm² anstatt E = 2100 t/cm² nach den Reichsbahnvorschriften anzunehmen ist, so daß die Ordinate unserer Eulerlinie im Punkte $D_{II}$ (Abb. 1) $\sigma_{d_{zul}} = 0{,}518 \frac{2200}{2100} = 0{,}543$ t/cm² anstatt 0,518 t/cm² wird. Somit lautet die Gebrauchsformel für Flußstahl:

$$F = \frac{P}{\sigma^t_{d_0}} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma'_s} + \left(1 - \frac{0{,}543}{\sigma^t_{d_0}} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma'_s}\right) k\, l^2 \tag{22}$$

Für einen Baustahl mit einer um 50 vH höheren Streckgrenze, also $\sigma'_s = 3600$ kg/cm² anstatt $\sigma_s = 2400$ kg/cm², somit $\frac{\sigma'_s}{\sigma_s} = 1{,}5$ wird

$$F = \frac{P}{1{,}1} \cdot \frac{1}{1{,}5} + \left(1 - \frac{0{,}543}{1{,}1} \cdot \frac{1}{1{,}5}\right) k\, l^2 = \frac{P}{1{,}65} + \frac{k}{1{,}49} l^2 \tag{22a}$$

b) Bei Druckstäben mit außermittigem Kraftangriff oder bei Druckstäben, die neben einer mittigen Druckkraft von einem Biegungsmoment beansprucht werden, darf nach den Reichsbahnvorschriften Seite 33 die aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{\omega (S_0 + \varphi S_v)}{F} + \frac{M_0 + \varphi M_v}{W}$$

errechnete Randspannung den entsprechenden Wert $\sigma_{zul}$ nicht überschreiten. Hierin bedeuten $S_0$ bzw. $S_v$ die Stabkräfte und $M_0$ bzw. $M_v$ die Momente aus ständiger bzw. Verkehrslast, ferner F den Stabquerschnitt, W das Widerstandsmoment und $\varphi$ die Stoßzahl, endlich $\sigma_{zul}$ die zulässige Zugbeanspruchung, die in den Belastungsfällen I, II und III (s. Übersicht II) 1200, 1400, 1600 kg/cm² beträgt. Die sogenannte Knickzahl $\omega$ ist das Verhältnis der zulässigen Zugbeanspruchung zur zulässigen Druckbeanspruchung, also $\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d_{zul}}}$. Da $\sigma_{d_{zul}}$ für ein gegebenes Schlankheitsverhältnis $\lambda = \frac{l}{i}$ aus Abb. 1 ohne weiteres zu entnehmen und somit $\omega$ zu finden ist, so bietet die Anwendung unseres Rechnungsverfahrens für die verwickelteren Knickfälle keinerlei Schwierigkeiten.

9. Zwei weitere Anregungen. Bisher haben wir uns möglichst streng an die Beschlüsse des Knickausschusses gehalten. Die Durcharbeitung des Stoffes führte jedoch zu folgenden beiden Anregungen:

a) Die Linie der Knicksicherheit in Abb. 2 könnte dadurch noch verbessert werden, daß die Gerade $B_I B_{II}$ der $\sigma_k$-Linie mit Rücksicht auf die bekannten Kármánschen Versuche durch die in Abb. 2 und 5 strichpunktierte Parabel $B_I K B_{II}$ ersetzt würde, die symmetrisch zur Lotrechten liegt. Damit ergibt sich in Abb. 6 die strichpunktierte Linie $N_I K' N_{II}$, die sich der Linie $N_I' N_{II}$ anschmiegt, während unsere bisherige ausgezogene Linie $N_I N_{II}$ diese Gerade schneidet. Diese Anregung führt also zu einer wenn auch untergeordneten Verbesserung der Knicksicherheitslinie, ohne daß dadurch unsere Gebrauchsformel berührt wird.

b) Die zweite tiefer einschneidende Anregung bezieht sich auf die Größe der Knicksicherheit selbst. Will man für die hauptsächlich vorkommenden Anwendungsfälle des unelastischen Bereiches, nämlich zwischen $\lambda = 40$ und $\lambda = 80$ möglichst die nach der Meinung des Knickausschusses wünschenswerte Sicherheit n = 3 erhalten, so empfiehlt es sich, als zulässige Druckbeanspruchung $\sigma_{d_{zul}}$ = 1000 kg/cm² anstatt wie bisher 1100 kg/cm² festzusetzen (s. $D' D_{II}$ in Abb. 1). Dann ergibt sich die Gleichung der $\sigma_{d_{zul}}$-Linie nach (16) für $\sigma_{d0}$ = 1000 kg/cm²:

$$\sigma_{d_{zul}} = 1000 - 0{,}0482\, \lambda^2$$

und unsere Gebrauchsformel (17) für $\sigma^t_{d_0} = 1{,}0$ t/cm²:

$$F = P + \frac{k}{2{,}07} l^2$$

Die zugehörige Linie der Knicksicherheit ist in Abb. 2 als $G G_I N_{II}$ gestrichelt eingetragen. Sie ergibt für

| | | | |
|---|---|---|---|
| | $\lambda$ = 40 | 60 | 80 |
| | n = 2,60 | 2,91 | 3,23, |
| während bisher | n = 2,38 | 2,70 | 3,07 war. |

Besonders mit Rücksicht auf die Erörterungen von Möricke im Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, S. 525 in Übereinstimmung mit der Auffassung von Krohn und Kayser wäre eine solche Erhöhung der Knicksicherheit besonders für Hochbauten, bei denen bekanntlich die Druckglieder oft nicht mit der Gründlichkeit wie im Brückenbau durchgebildet werden, nach meiner Überzeugung dringend geboten.

10. Der Grundgedanke meines Vorschlages einer Gebrauchsformel sei zum Schluß nochmals besonders im Vergleich mit anderen Vorschlägen hervorgehoben. Die Abweichungen von den bisherigen Vorschlägen für die Knickberechnung im unelastischen Bereich gehen aus folgender Zusammenstellung hervor.

Übersicht VI.

| | Ostenfeld | Reichsbahn $0 < \lambda < 60$ | Reichsbahn $60 < \lambda < 100$ | Möricke | Gehler |
|---|---|---|---|---|---|
| $\sigma_k$-Linie | Parabel | $\sigma_k = 2400$ | Gerade Linie | Tetmajer-Gerade | gebrochen. Geradenzug |
| $\sigma_{d_{zul}}$-Linie | Parabel | $\sigma_{d_{zul}} = 1200$ | Hyperbel | Gerade Linie | Gebrauchsparabel |
| n-Linie | $n = 4$ | $n = 2$ | Gerade Linie | Gleichseitige Hyperbel | Hyperbel |
| Gebrauchsformel | Parabelformel | ω-Verfahren | | Parabolische Faustformel | Parabelformel |

Der neue Vorschlag hat somit mit dem Verfahren von Ostenfeld die Beibehaltung der praktisch zweckmäßigen Parabelformel und des in ihr enthaltenen Festwertes $k = \frac{F}{i^2}$ gemein. Nach den Beschlüssen des Knickausschusses muß er jedoch von dem gebrochenen Geradenzug der $\sigma_k$-Linie ausgehen, wie er in den neuen Reichsbahnvorschriften angenommen ist. Mit den Vorschlägen von Möricke deckt sich fast vollständig die Linie der Knicksicherheit. Wie jedoch unter 2. nachgewiesen wurde, muß eine parabolische Gebrauchsformel auch eine Parabel für die $\sigma_{d_{zul}}$-Linie zur Folge haben, wenn ein theoretischer Zusammenhang zwischen beiden bestehen soll. Hieraus ergibt sich, daß es bei der Verwendung einer parabolischen Gebrauchsformel nicht angängig ist, für die Linie der zulässigen Druckbeanspruchungen eine aus der Tetmajergleichung hergeleitete Gerade anzunehmen (vgl. Möricke, Zentralbl. 1920, S. 525). An Stelle der zahlreichen Faustformeln von Möricke, die jeweils zwei Beiwerte $\alpha$ und $\beta$ enthalten, tritt nach meinem Vorschlag eine einzige Gebrauchsformel mit nur einem Beiwert $k = F : i^2 = F^2 : J$, der aus den Profiltabellen der Taschenbücher entnommen werden kann, sodaß besondere Tabellen nicht erforderlich sind.

Das Verfahren besteht somit in Folgendem. Während im elastischen Bereiche nach wie vor die Eulerhyperbel mit vierfacher Sicherheit gilt, berechnen sich die Querschnitte von Druckstäben im unelastischen Bereich, also für $\lambda = \frac{l}{i} < 100$, im sogenannten Belastungsfall I (Hauptkräfte) nach der hier vorgeschlagenen Gebrauchsformel (9):

$$F = \frac{P}{1,1} + \frac{k}{1,89}\, l^2$$

Hierbei ist die Kraft P in t, die Stablänge l in m einzusetzen, während sich der Querschnitt F in $cm^2$ ergibt. Ferner ist der Profilwert

$$k = \frac{F}{i^2} = \frac{F^2}{J}$$

für die einzelnen Profilgruppen entweder aus den bekannten Querschnittstabellen der Taschenbücher zu bilden oder aus der nebenstehenden Zusammenstellung zu entnehmen, die je nach Bedarf in beliebiger Weise ergänzt werden kann.

Unsere parabolische Gebrauchsformel bietet vor allem den Vorteil, daß für viele Fälle nur die Querschnittsfläche und nicht ihr Trägheitsmoment ermittelt zu werden braucht. Dies gilt z. B. für das erstmalige Aufsuchen der erforderlichen Querschnittsfläche beim Entwerfen, vor allem aber für alle Nachprüfungen durch die Baupolizei. Hierbei können die Mittelwerte $k = \frac{F}{i^2}$ der Übersicht VII für die einzelnen Profilgruppen verwendet werden. Würde man bei einer baupolizeilichen Nachprüfung unsere Gebrauchsformel, die wir nur für den unelastischen Bereich zwischen D und $D_{II}$ gelten lassen wollen, einmal auch im elastischen Bereich anwenden, also für das Linienstück $D_{II}D_{IV}$ (in Abb. 5), so würde, falls auch dann der angenommene Querschnitt noch ausreicht, gegenüber der Eulerformel eine übergroße Sicherheit vorhanden sein. Eine Bestimmung der Grenze zwischen beiden Bereichen wäre in diesem Falle nicht einmal erforderlich.

Im allgemeinen empfiehlt es sich jedoch, besonders für eine schärfere Nachprüfung der Wirtschaftlichkeit des gewählten Querschnittes, sich Klarheit darüber zu verschaffen, welchem Punkte unserer zeichnerischen Darstellung Abbildung 1 und 2 der vorliegende Knickstab entspricht. Man bestimme also, nachdem einmal der Querschnitt nach unserer Gebrauchsformel gefunden ist, für diesen Anwendungsfall nachträglich noch die Abszisse $\lambda = \frac{l}{i}$. Damit hat man die Frage entschieden, ob der Stab in den unelastischen Bereich fällt oder in den elastischen ($\lambda > 100$), ob also die Eulergleichung anzuwenden ist. Endlich ist, sobald $\lambda$ gefunden ist, aus Abb. 2 oder Übersicht III auch ohne weiteres die zugehörige Knicksicherheit abzulesen.

11. **Beispiele.** Gegeben sei die Last $P = 30,0$ t und die Knicklänge $l = 4,0$ m.

a) Der Querschnitt soll aus 2 ⊏-Eisen gebildet werden. Nach Übersicht VII wird für $k = 1,4$ der erforderliche Querschnitt:

$$F_1 = \frac{30,0}{1,1} + \frac{1,4}{1,89}\, 4,0^2 = 27,3 + 11,85 = 39,15 \text{ cm}^2.$$

Gewählt wird ][ NP 14 mit $F = 2 \cdot 20,4 = 40,8$ $cm^2$, $J = 2 \cdot 605 = 1210$ $cm^4$.

Will man eine Nachprüfung vornehmen, so erhält man:

$$k = \frac{F^2}{J} = \frac{40,8^2}{1210} = 1,375$$

und den genaueren Wert des erforderlichen Querschnitts:

$$F_2 = 27,3 + 11,85\, \frac{1,375}{1,4} = 27,3 + 11,6 = 38,9 \text{ cm}^2.$$

Da dieser Wert immer noch größer als der nächstniedrige Profilquerschnitt für ][ NP 12 mit $2 \cdot 17,0 = 34,0$ $cm^2$ ist, war der

Übersicht VII.

Profilwerte $k = \frac{F}{i^2} = \frac{F^2}{J}$

| Profil Nr. | ⊤⊤ 5—10 | ⊤⊤ 11—16 | I N-P. 20—30 | I N-P. 32—40 | I P 16—30 | I P 32—40 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $k = F : i^2$ | 5,9—5,0 | 4,5—4,4 | 9,6—10,6 | 10,9—12,0 | 2,85—2,63 | 2,81—3,75 |
| Mittelwerte k | 5,4 | 4,4 | 9,8 | 11,5 | 2,7 | 3,25 |

| Profil Nr. | ][ 10—18 | ][ 20—30 | ⟩⟨ 5—10 | ⟩⟨ 11—16 | ◯ 5—15 dünnwandig | ◯ 5—15 dickwandig |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $k = F : i^2$ | 1,77—1,16 | 1,08—0,86 | 3,74—3,15 | 2,84—2,76 | 1,54—1,36 | 2,54—1,89 |
| Mittelwerte k | 1,4 | 1,0 | 3,4 | 2,8 | 1,4 | 2,1 |

Querschnitt nach unserer Gebrauchsformel bereits richtig gewählt und darf nicht verringert werden.

Will man die Sicherheit nachprüfen und sich überzeugen, daß der Stab in den unelastischen Bereich fällt, so berechne man $i=\sqrt{\frac{1210}{40,8}}=5,45$ cm und erhält damit $\lambda=\frac{400}{5,45}=73,4<100.$

Nach Übersicht III oder Abb. 2 ist durch Zwischenschaltung die Sicherheit $n = 2,9$ abzulesen.

b) Wählt man für das gleiche Beispiel einen IP-Querschnitt, so ist nach Übersicht VII für $k = 2,7$:

$$F_1=\frac{30}{1,1}+\frac{2,7}{1,89}\,4,0^2=27,3+22,9=50,2\ \text{cm}^2.$$

Gewählt wird I P 18 mit $F = 59,3$ cm², $J = 1228$ cm⁴.

Die Nachprüfung ergibt:

$$k=\frac{59,3^2}{1228}=2,86,\ \text{und}\ F_2=27,3+22,9\,\frac{2,86}{2,7}=51,55\ \text{cm}^2<59,3\ \text{cm}^2$$

(des nächstgrößeren Profiles), so daß auch hier der Querschnitt beizubehalten ist.

Ferner folgt $i=\sqrt{\frac{1228}{59,3}}=4,55$ cm, $\lambda=88$ und die Sicherheit nach Übersicht III als $n = 3,4$.

c) Wählt man endlich als Querschnitt ⟩⟨, so erhält man nach Übersicht VII für $k = 3,4$:

$$F_1=\frac{30}{1,1}+\frac{3,4}{1,89}\,4,0^2=27,3+28,8=56,1\ \text{cm}^2.$$

Gewählt werden 2 L 120 · 120 · 13 mit $F = 2 \cdot 29,7 = 59,4$ cm², $J = 2 \cdot 625 = 1250$ cm⁴. Die Nachprüfung ergibt $k=\frac{59,4^2}{1250}=2,82$ und

$$F_2 = 27,3 + 28,8 \cdot \frac{2,82}{3,4} = 27,3 + 23,9 = 51,2 > 50,2,$$

so daß auch hier der Querschnitt beizubehalten ist, obwohl wir uns zunächst sogar in der Profilgruppe der Übersicht VII vergriffen hatten.

Ferner folgt $i=\sqrt{\frac{1250}{59,4}}=4,59$ cm, $\lambda = 87,2$; $n = 3,3$.

Diese 3 Beispiele zeigen zunächst die Einfachheit der Zahlenrechnung. Sie lassen aber auch erkennen, daß eine Nachprüfung des Wertes k bei einiger Übung des Konstrukteurs kaum erforderlich ist. Der Profilwert k hat in den drei betrachteten Fällen die Größe 1,375, 2,86 und 2,82. Da er den Aufwand an Baustoff kennzeichnet, gibt er einen Anhalt zur Beurteilung der Güte des gewählten Querschnittes. In diesem Falle sind also die Querschnitte des Breitflanschträgers und des über Eck gestellten Winkelpaares einander etwa gleichwertig, dagegen erfordern beide wesentlich mehr Aufwand als das ][-Profil.

## Dezemberheft der Baunormung.

Im Interesse der zusammenhängenden Wiedergabe vorstehenden Aufsatzes und der Förderung der Arbeiten des Arbeitsausschusses für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen (E.T.B.) ist der für Dezember zur Verfügung stehende Raum bereits jetzt für diesen Aufsatz verwendet. **Die Dezembernummer der Baunormung fällt daher aus.**

Die Schriftleitung.

Noch nicht endgültig

**Eiserne Bahnschwellen**
**für Haupt- und Nebenbahnen**
**Abnahmebedingungen**

Werkstoffe

**DIN**
**ENTWURF 1**
**E 1601**

### I. Art und Eigenschaften

Herstellung

Die Schwellen sind aus Stahl zu walzen. Das Herstellungsverfahren des Stahles ist im Angebot anzugeben.

Kennzeichnung

Jede Schwelle muß außen auf einer der schrägen Seitenflächen das Werkzeichen und das Jahr der Walzung in erhabener Form tragen. Statt des Jahres der Walzung kann eine andere Jahreszahl vereinbart werden.

Äußere Beschaffenheit

Die Schwellen müssen glatt und rein ausgewalzt sein. Sie dürfen keine Risse, Brandlöcher, Walznähte oder sonstige Fehler haben. Verkitten oder Zuhämmern von Rissen und ähnliche Nacharbeiten zum Verdecken von Fehlern sind verboten. Walzsplitter und Schalen dürfen nur bis 1 mm dick sein und dürfen weggemeißelt werden.

Die Fläche, auf der die Schienen und Unterlagsplatten befestigt werden, muß eben und gerade sein.

Die Schwellen sind nach Zeichnung an beiden Enden kastenartig zu schließen. Die Enden und Lochränder sind zu entgraten.

### II. Abweichungen

Abmessungen

Bei Bahn- und Weichenschwellen sind Abweichungen in der Stärke bis zu ± 0,5 mm, in der Höhe und Breite bis zu ± 2 mm, in der Länge bis zu ± 20 mm zulässig.

Lage und Größe der Löcher

Von der vorgeschriebenen Lage der Löcher sind Abweichungen bei kalter Lochung bis ± 1 mm und in der Größe bis ± 0,5 mm zulässig. Die beim Lochen entstehenden Verdrückungen dürfen 0,5 mm nicht übersteigen und das glatte Anliegen der anderen Oberbauteile nicht behindern. Die Lochränder müssen glatt und ganz sein. Bei Schwellen besonderer Form sind die zulässigen Abweichungen besonders zu vereinbaren.

Gewicht

Sofern nicht das errechnete Sollgewicht feststeht, wird das Regelgewicht durch Abwiegen von 50 Stück genau angefertigter Schwellen festgestellt. Als Durchschnittsgewicht gilt das aus 5 % der Liefermenge ermittelte Gewicht.

Das Durchschnittsgewicht darf höchstens 3 % größer oder 2 % kleiner als das Soll- oder Regelgewicht sein.

### III. Werkstoffprüfung

Biegeversuch

Beim Biegeversuch soll das etwa 1 m lange Probestück kalt zunächst mit leichten Schlägen flach geschlagen und dann in der Längsrichtung so über den Rücken zusammengebogen werden, daß die Enden sich berühren. Der Durchmesser des Biegungskreises darf höchstens 75 mm betragen. Hierbei sollen keine Risse oder andere Mängel entstehen. Wenn der Versuch bei Breitschwellen schwierig wird, kann er mit Stücken von halber Breite, die durch Auftrennen der Schwellen in der Mitte gewonnen sind, gemacht werden.

Zugversuch nach DIN 1583

Kurzstab (flacher Probestab von 100 mm Meßlänge) kalt herausgearbeitet. Festigkeit 37 bis 50 kg/mm².

### IV. Abnahme

Probeentnahme

Der Abnehmer kann von je 500 Schwellen oder einer Teillieferung von geringerer Stückzahl eine Schwelle zur Prüfung auswählen. Zu Biegeversuchen werden nur ungelochte Stücke von etwa 1 m Länge verwendet. Zu Zugversuchen sind tunlichst nach dem Ermessen der Abnahmebeamten auch die beim Walzen abgefallenen kürzeren Stücke zu verwenden. Genügen die aus diesen entnommenen Proben den Anforderungen nicht, so sind die weiteren den fertigen Schwellen zu entnehmen.

Abnahmeprüfung

Die Abnahmeprüfung erfolgt auf dem liefernden Werke, falls nichts anderes vereinbart wird.

Genügt eine Werkstoffprüfung nicht, so werden von dem zugehörigen Stapel 2 Ersatzproben genommen. Genügt von diesen wieder eine nicht, so ist der Stapel zu verwerfen.

Entsprechen die äußere Beschaffenheit und die Maßabweichungen der Teilmenge nicht den Anforderungen, kann die Abnahme abgelehnt werden.

25. Oktober 1923

Engineering


# DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes und des Deutschen Beton-Vereins
Organ der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen
mit Beiblatt: DIE BAUNORMUNG Mitteilungen des NDI
Herausgegeben von Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster-Dresden, Professor Dr.-Ing. W. Gehler-Dresden, Professor Dr.-Ing. E. Probst-Karlsruhe, Dr.-Ing. H. Fischmann-Berlin, Dr.-Ing. W. Petry-Oberkassel

VERLAG VON JULIUS SPRINGER IN BERLIN W9, LINKSTRASSE 23—24

4. Jahrgang | 31. Dezember 1923 | Heft 24





*Bezugsbedingungen, Anzeigenpreise und Inhalt auf Seite 3.*

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9. Verantwortlich für den Anzeigenteil: Albert Ulrich, Berlin-Steglitz. Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW 19.